



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

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

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

SEP.-OCT. 1982

PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO; EL AGUA DEL  
SUELO; CONSERVACION DEL SUELO Y EL AGUA; -  
SUELOS ACIDOS; SUELOS SALINOS Y ALCALINOS.

## Propiedades físicas del suelo

*Suelo desmenuzable, para el tabaco.*

ANTIGUO PROVERBIO TAMIL.

El suelo es un sistema mecánico complicado que consta de tres fases; a saber: sólida, líquida y gaseosa. La masa de la fase sólida, que ocupa el cincuenta por ciento aproximado del volumen total consiste fundamentalmente en los materiales minerales y cierta cantidad de materia orgánica; ésta es elevada solo en suelos orgánicos. El resto del volumen que constituye el espacio poroso o vacío, está ocupado por las fases líquida y gaseosa cuyas proporciones varían recíprocamente entre sí y fluctúan en forma considerable bajo condiciones climáticas y prácticas naturales de administración. Por tanto, la proporción de los cuatro componentes principales del suelo (partículas inorgánicas, materia orgánica, agua y aire) varía mucho de acuerdo con las clases diferentes de suelos, con el lugar y también con la profundidad del suelo. No obstante, en general los cuatro componentes esenciales existen íntimamente mezclados.

Las propiedades físicas (comportamiento mecánico) de un suelo influyen mucho en su empleo y comportamiento hacia el desarrollo de la planta. La fijación que proporciona a las plantas, la penetración de las raíces, el drenaje, la aereación, la retención de humedad y los nutrimentos de la planta dependen esencialmente de las condiciones físicas del suelo. Las propiedades físicas influyen también en el comportamiento químico y biológico de un suelo.

Las propiedades físicas de un suelo dependen de la cantidad, tamaño, forma, disposición y composición mineral de sus partículas; de la clase y

cantidad de materia orgánica, del volumen y forma de sus poros y de la manera en que están ocupados por el agua y el aire en un momento dado. Algunas de las propiedades físicas importantes de los suelos son la textura, la estructura, la densidad, la porosidad, la consistencia, el color y la temperatura.

## 1. ANÁLISIS MECÁNICO Y TEXTURA DEL SUELO

El componente mineral constituye el mayor volumen de la masa del suelo y desempeña una función vital al determinar la mayor parte de las propiedades físicas del suelo. Esta porción mineral consta de partículas de tamaños diversos. Según su tamaño, las partículas del suelo se agrupan en gravas, arenas, limos y arcillas que se denominan divisiones o fracciones del suelo. La composición proporcionada de divisiones diversas en un suelo, que define la textura del mismo, se determina mediante un análisis mecánico.

**ANÁLISIS MECÁNICO.** El proceso de determinar la cantidad de divisiones individuales del suelo, de menos de 2 milímetros de diámetro, esto es, arenas, limos y arcillas, se llama análisis mecánico. Es una de las determinaciones de laboratorio más importantes realizadas en estudios de suelos.

Durante el análisis mecánico, la muestra de suelo se tritura ligeramente primero y se tamiza a través de una criba de agujeros redondos de 2 milímetros. Se separan todas las piedras, guijarros, hojas y raíces de plantas que quedan en la criba.

Para obtener una estimación exacta del porcentaje de granos individuales del suelo de tamaños diversos, es necesario destruir la materia orgánica tratando el suelo con peróxido de hidrógeno; hay que eliminar todos los demás materiales de ligazón, tales como carbonatos y óxidos, tratando al suelo con ácido clorhídrico y lavándolo; debe dispersarse el material restante del suelo, de suerte que se pueda separar en sus partículas minerales individuales del suelo. En ausencia de una dispersión completa, los terrones o grumos de arcilla del mismo tamaño que la arena, se registrarían erróneamente como arena en los resultados del análisis mecánico.

Existen varios métodos de análisis mecánico, pero solo dos tienen amplia aceptación: el método de la pipeta y el método del hidrómetro de Bouyoucos.<sup>1</sup> Ambos métodos se basan sobre la velocidad diferencial de sedimentación de las partículas del suelo en agua; la precisión de los métodos depende de estas condiciones y supuestos:

1. Dispersión completa del suelo en agua.
2. Una suspensión diluida de suelo en agua, de suerte que los gránulos del suelo puedan asentarse sin chocar o influenciarse entre sí de cualquier otra manera.

<sup>1</sup> Con respecto a otros métodos actuales de análisis mecánico, consúltese a Kilmer, V. J. y Alexander, L. T., *Methods of Making Mechanical Analysis of Soils*, Soil Science, 68:15-24, 1949.



3. Todas las partículas del suelo se asientan como si fueran esferas lisas y rígidas.
4. Se supone que la velocidad de sedimentación no está influida por las paredes del recipiente de sedimentación.
5. Una temperatura constante y conocida de la suspensión de suelo y agua.
6. Todas las partículas del suelo son de la misma densidad.

**DIVISIONES DEL SUELO.** Un análisis mecánico proporciona los porcentajes de grupos de tamaños diferentes de las partículas. Los límites de tamaño de diámetro asignados a los grupos diversos son arbitrarios. Los dos sistemas de distribución de tamaños empleados con mayor amplitud concuerdan con los del Departamento de Agricultura de Estados Unidos

Tabla 2.1 Una comparación de los tres sistemas de clasificar las divisiones de suelos

Sistema del Departamento de Agricultura de Estados Unidos		Sistema internacional		Sistema de Mohr de 10 fracciones*	
División del suelo	Margen de diámetro (mm)	División del suelo	Margen de diámetro (mm)	División del suelo	Margen de diámetro (mm)
1. Arena muy gruesa	2.00-1.00	1. Arena gruesa	2.00-0.20	1. Arena muy gruesa	2.00-1.00
2. Arena gruesa	1.00-0.50	2. Arena fina	0.20-0.02	2. Arena gruesa	1.00-0.50
3. Arena mediana	0.50-0.25	3. Limo	0.02-0.002	3. Arena mediana	0.50-0.20
4. Arena fina	0.25-0.10	4. Arcilla menos de 0.002		4. Arena fina	0.20-0.10
5. Arena muy fina	0.10-0.05			5. Arena muy fina	0.10-0.05
6. Limo	0.05-0.002			6. Limo grueso	0.05-0.02
7. Arcilla menos de 0.002				7. Limo	0.02-0.005
				8. Limo fino	0.005-0.002
				9. Arcilla	0.002-0.0005
				10. Arcilla coloidal menos de 0.0005	

\* Mohr, E. C. J. y Van Baren, F. A., *Tropical Soils*, Interscience Publishers Ltd., Londres, Nueva York, 1939.

y la Sociedad Internacional de Ciencia de Suelos. Mohr,<sup>2</sup> al trabajar con suelos tropicales, sugiere 10 fracciones. En la India, se sigue por lo común el sistema internacional. En la tabla 2.1 se ofrece una comparación de los tres sistemas de clasificación de divisiones de suelos.

<sup>2</sup> Mohr, E. C. J. y Van Baren, F. A., *Tropical Soils*, Interscience Publishers Ltd., Londres, Nueva York, 1939.

Según Mohr y Janics,<sup>2</sup> la escala de 10 fracciones es más adecuada para suelos tropicales, pues se han descubierto algunas diferencias claras y típicas entre los tipos de suelos. Esta ventaja aparece en especial en las fracciones más finas 8, 9 y 10. En Indonesia, se ha demostrado que los suelos de margalita tienen una 9a. fracción pronunciada, mientras que la 10a. fracción es más acusada en suelos lateríticos (tabla 2.2) (véase la figura 2.1).

Tabla 2.2 Ejemplos de suelos que tienen el mismo porcentaje de divisiones por debajo de la fracción de 0.002 mm, pero que muestran porcentajes diferentes de subfracciones \*

Suelo y localidad en Indonesia	Menor de 0.002 mm en % (9a. y 10a. fracciones)	0.002 a 0.0005 mm en % (9a. fracción)	Menor de 0.0005 mm en % (10a. fracción)
Suelo laterítico, Priangan, Java	53	14	41
Suelo margalítico, Madioen, Java	53	30	23
Suelo laterítico, Kembang, Java	49	12	37
Suelo margalítico, Semarang, Java	50	30	20
Suelo laterítico, Bontaeng, Celebes	37	11	26
Suelo margalítico, Semarang, Java	37	22	15

\* Mohr, E. C. J. y Van Baren, F. A., *Tropical Soils*. Interscience Publishers Ltd., Londres, Nueva York, 1959.

## 2. NATURALEZA FÍSICA DE LAS DIVISIONES DEL SUELO

Las propiedades físicas del suelo dependen, principalmente, del área total de la superficie expuesta por las partículas del suelo, aunque también ejercen influencia las propiedades químicas de las partículas y el contenido de materia orgánica. La superficie es, fundamentalmente, una función del tamaño de las partículas. El área superficial en centímetros cuadrados por gramo o por centímetro cúbico de suelo, se llama *superficie específica* del suelo.

Las arenas consisten en minerales originales resistentes y son de gran tamaño, exponen poca superficie, son principalmente inactivas y constituyen en realidad el armazón o esqueleto de la masa del suelo. Las arcillas consisten principalmente en productos secundarios de intemperización química, tienen tamaño ultramicroscópico, exponen área superficial sumamente grande, son fracciones del suelo muy activas e influyen en la mayor parte de sus propiedades físicoquímicas. Al disminuir el tamaño de las partículas

<sup>2</sup> Janics, T. W. D., *Some Notes on the Soil Survey of Java*, Oficina de Ciencia de Suelos del Commonwealth, Comunicación Técnica número 46, 113-120, 1949.



Figura 2.12 Arriba. Agrietamiento típico de los suelos negros muy arcillosos. Este Agrietamiento se debe, principalmente, a coeficientes elevados de dilatación y contracción. A causa de esta propiedad de agrietamiento, los suelos negros se llaman algunas veces "autocarados" o "autoabonados". La dimensión máxima de estas grietas es de unos cuatro pulgadas de ancho y cuatro pies de profundidad. Centro. Otro tipo de contracción del suelo en un campo de trigo, con unidades estructurales de un pie cuadrado, más o menos. Abajo. Contracción del suelo que ha sido lavada en una ranja de préstamo (abajo). las fotografías fueron tomadas en la laguna.

divisiones del suelo. Las combinaciones posibles de los porcentajes relativos de las divisiones de suelos diversos en un suelo de campo son casi infinitas. Por consiguiente, es necesario establecer límites de variaciones entre las divisiones de suelos para agruparlas en clases de texturas, como arenosa, limosa, loam y arcillosa. El tamaño del grano de arena, como "fina" o "gruesa", modifica más el nombre textural. Los límites en el margen de cada nombre textural se han establecido sobre la base de diferencias importantes en las propiedades físicas de cada clase textural. Las clases texturales más comunes, enumeradas en orden de finura creciente, son:

Arenas	Loam arcillo arenoso
Areno loam	Loam arcilloso
Loam arenoso	Loam arcillo limoso
Loam	Arcilla arenosa
Loam limoso	Arcilla limosa
Limo	Arcilla

Para comodidad en la determinación del nombre textural de un suelo, a partir del análisis mecánico, se ha adoptado un triángulo equilátero. El ángulo izquierdo representa 100 por ciento de arena, el derecho 100 por ciento de limo y el ángulo superior 100 por ciento de arcilla. Comúnmente se usan dos tipos de esos triángulos: uno para la escala del Departamento de Agricultura de Estados Unidos y el otro para la escala internacional (véanse las figuras 2.1 y 2.2).

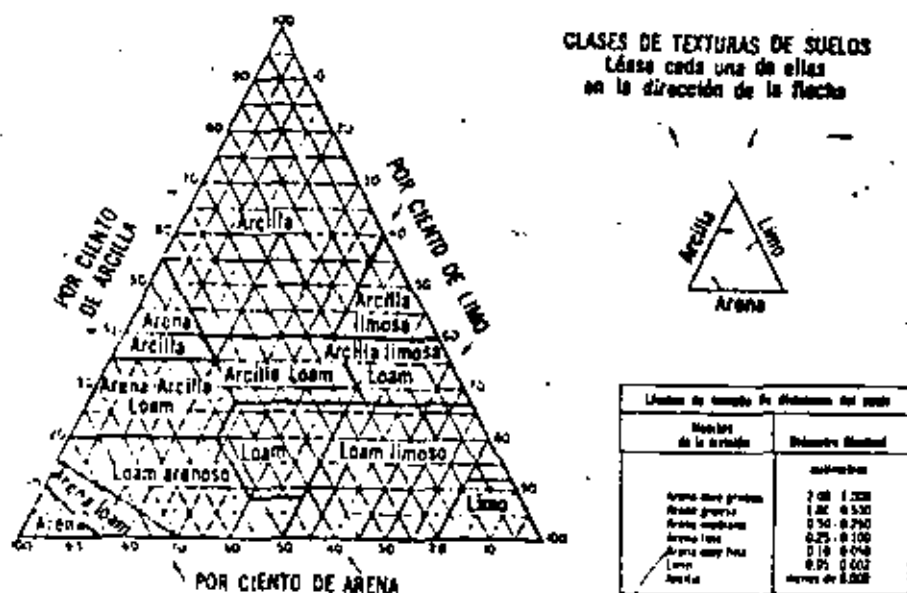


Figura 2.2 Guía para la clasificación textural mediante el Sistema de Estados Unidos para las Designaciones de Texturas (cartela del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos).

Las clases de texturas también se determinan partiendo de datos del análisis mecánico y con la ayuda de tablas descriptivas determinadas. En la tabla 2.3 se presenta una de esas tablas basada en la escala del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

Tabla 2.3 *Porcentajes de arena, limo y arcilla en las clases principales de texturas\*\* (basada en el sistema fraccional del Departamento de Agricultura de Estados Unidos)*

Nombre textural (clase de suelo)	Límites en porcentajes		
	Arena	Limo	Arcilla
Arena *	85-100	0-15	0-10
Arena loam *	70-90	0-30	0-15
Loam arenoso *	43-60	0-50	0-20
Loam	23-52	28-50	7-27
Loam limoso	0-50	50-88	0-27
Limo	0-20	8-10	0-12
Loam arcillo arenoso	45-80	0-28	20-35
Loam arcilloso	20-45	15-53	27-40
Loam arcillo limoso	0-20	40-73	27-40
Arcilla arenosa	45-63	0-20	35-45
Arcilla limosa	0-20	40-60	40-60
Arcilla	0-45	0-40	40-100

\* Todos los nombres del texto que llevan la palabra "arena" o "arenosa" sufren nuevas modificaciones de acuerdo con la finura o grosor de la arena. Por ejemplo, un suelo de "loam arenoso" con más del 25 por ciento de arena gruesa, tendrá el nombre de "loam arenoso grueso". De igual manera, la palabra "fina" se utiliza cuando el suelo contiene el 50 por ciento o más de arena fina o menos del 25 por ciento de arena gruesa, y "muy fina" si el suelo contiene el 50 por ciento o más de arena muy fina.

\*\* Departamento de Agricultura de Estados Unidos, *Forest Service Handbook—Handbook on Soils*, Washington, D.C., 1960.

En el campo, la textura se determina, por lo común, mediante el sentido del tacto. El suelo se frota entre el dedo pulgar y los demás, de preferencia en estado húmedo. La arena se siente rasposa y sus partículas pueden verse con facilidad a simple vista. El limo, cuando está seco, se siente como si fuera harina o polvo de talco y es ligeramente plástico cuando está húmedo. Los materiales arcillosos se sienten muy plásticos y son pegajosos cuando están húmedos y duros en estado seco. El agrimensor designa siempre la clase de textura en el campo mediante este método del tacto. Si se desea mayor exactitud, las observaciones prácticas se comprueban a menudo con la determinación de laboratorio.

En Indonesia, por ejemplo, los resultados del análisis mecánico en la escala de diez fracciones de Mohr, se exhiben con frecuencia en forma de histogramas, porque los tipos principales de suelos se caracterizan por una distribución específica de tamaño de partícula (véase la figura 2.3).

## HISTOGRAMAS DE FRACCIONES MINERALES EN SUELOS SUPERFICIALES EN EL CENTRO ORIENTAL DE INDONESIA

9

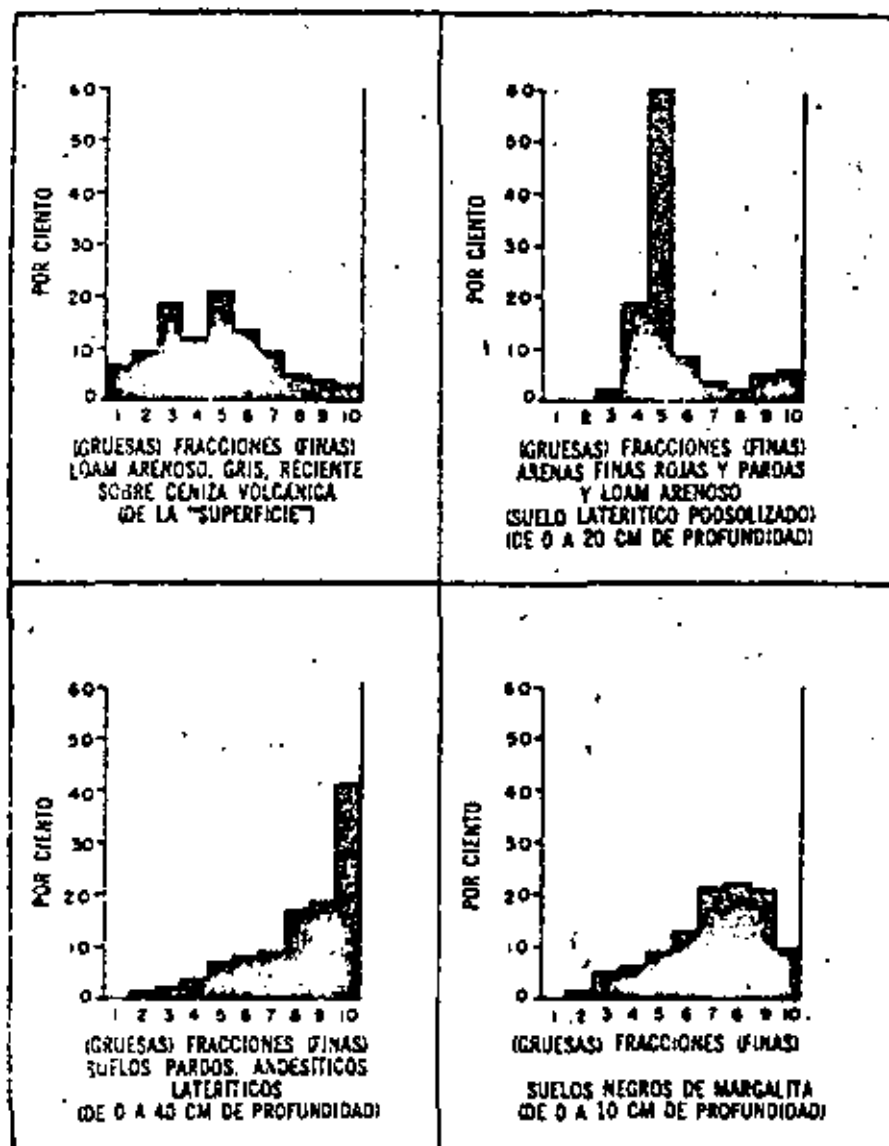


Figura 2.3 Algunos suelos parecen diferir principalmente con respecto a las fracciones muy finas; por esta razón, Moir emplea 10 fracciones de divisiones del suelo, en lugar de 4 como en el sistema internacional o de 7 como en el sistema de Estados Unidos (véase la tabla 2.1, para los tamaños de cada fracción en cada sistema).

FLINZ: Dames, T. W. G., *The Soils of East Central Java*. Contribuciones de la Estación de Investigación Agrícola General, Bogor, Indonesia, núm. 141, 1955.

La textura de un horizonte de suelo es un carácter casi permanente, ya que la textura no cambia durante un período muy largo de tiempo. La textura del suelo es una de las consideraciones fundamentales en la clasificación de suelos. El análisis textural indica también, hasta cierto grado, la fase de intemperización. El nombre de clase de textura sugiere muchas propiedades que se relacionan con su administración y productividad. Los suelos arenosos son de índole abierta, poseen buen drenaje y aereación y por lo general son sueltos, desmenuzables y fáciles de manejar en las operaciones de labranza. Los suelos arcillosos y limosos, debido a su gran área superficial poseen facultades elevadas de adsorción y de retención de la humedad, gases y nutrimentos. Usualmente, tienen poros finos, son de medianos a pobres en drenaje y aereación y son bastante difíciles de manejar con fines de cultivo.

#### 4. FRAGMENTOS GRUESOS

Los fragmentos minerales en el suelo, mayores de 2 milímetros de diámetro, no son, en sentido estricto, una parte del suelo, pero influyen mucho en el empleo de la tierra y, con frecuencia, representan obstáculos en las operaciones de cultivo. Los fragmentos gruesos, tales como piedras, grava y gui-

Tabla 2.4 *Forma, clase, tamaño y nombre de fragmentos gruesos en los suelos\**

Forma del fragmento	Clase del fragmento	Tamaño y nombre del fragmento		
		hasta 3" de diámetro	3" a 10" de diámetro	más de 10" de diámetro
Redondo	Cualquiera	Cascajoso	Guijarroso	Pedregoso
Angular	Horsteno	Horsteno	Horsteno grueso	Pedregoso
	Distinto del horsteno	Cascajoso angular	Guijarroso angular	Pedregoso
Delgado, plano	Arenisco, calizo o esquisto	hasta 6" de largo	de 6" a 15" de largo	más de 15" de largo
			Enlajado	Pedregoso
		Pizarra	Apizarrado	Enlajado
	Pizarra arcillosa	Apizarrado arcilloso	Enlajado	Pedregoso

\* FUENTE: *Soil Survey Manual*, Manual número 18 del Departamento de Agricultura de Estados Unidos, p. 214, 1951.

jarros, son buenos conductores de calor y hacen más calurosos a los suelos pedregosos. También actúan como un abrigo, porque reducen las pérdidas por evaporación y escurrimiento. Las piedras tienden a hacer más permeables a los suelos. En la clasificación y levantamiento de suelos, los nombres de los fragmentos grandes van incorporados y acompañan al nombre de textura del suelo; por ejemplo, loam arenoso *pedregoso*. En la tabla 2.4, se expone la clasificación comúnmente aceptada de los fragmentos gruesos en los suelos.

Las clases diferentes de pedregosidad se determinan según la cantidad de piedras (fragmentos de más de 10" de diámetro) presentes en el suelo. Cuando las rocas firmes están expuestas en la superficie del suelo, como afloramientos de roca, el término descriptivo empleado es *rocoso*.

## 5. SUELOS ORGÁNICOS

Los precedentes nombres de texturas se utilizan para designar solo a las partículas minerales. Cuando el suelo superficial es, en su mayor parte, materia orgánica, se utiliza el término *mantillo* o *turba*. Mantillo es el nombre empleado cuando la superficie orgánica, más o menos de un pie de profundidad, está tan descompuesta que los restos de plantas son irreconocibles. Si el grado de descomposición es menor, el suelo se llama *turba*.

## 6. ESTRUCTURA DEL SUELO

Las partículas fundamentales del suelo (arena, limo y arcilla) se presentan, por lo común, en grupos, en forma de agregados. La disposición de estas partículas individuales y sus agregados en patrones definidos determinados se llama estructura. Los agregados naturales se denominan grumos; por su parte, la palabra *terron* o *tormo*, designa una masa de suelo formada de manera artificial. Otros dos términos que se confunden con frecuencia con un grumo son *fragmento* y *concreción*. *Fragmento* significa una bola rota. La *concreción* se forma dentro del suelo a causa de la precipitación de sales disueltas en las aguas de filtración.

La estructura se estudia mejor en la práctica en condiciones naturales y se describe de acuerdo con tres categorías:

1. Tipo: aspecto o forma y patrón de disposición de los grumos.
2. Clase: tamaño de los grumos.
3. Categoría: grado de distinción de los grumos.

## 7. TIPOS DE ESTRUCTURA

Hay cuatro formas geométricas principales de estructura del suelo (véase la figura 2.4):



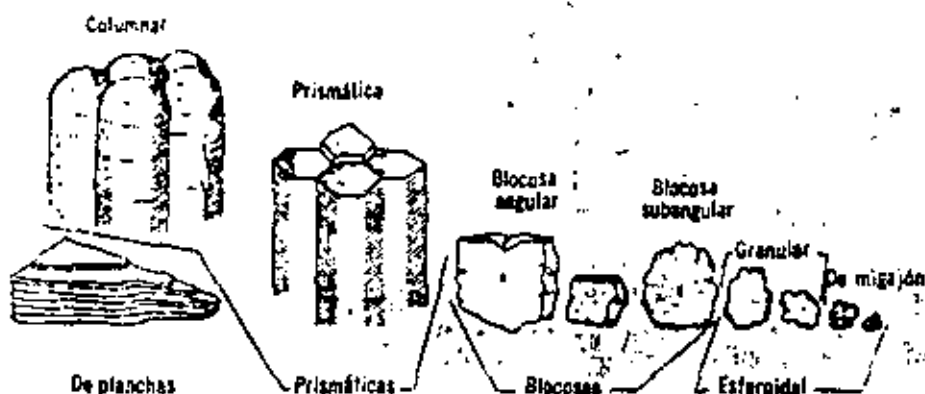


Figura 2.4 Los cuatro tipos principales de estructuras de suelos son: De placas. Las de placas gruesas se llaman de placas y las de placas delgadas son laminares (no aparecen). Prismáticas: Se muestran la Columnar y la Prismática. Blocaosa: Se exponen la Blocaosa Angular y la Blocaosa Subangular. Estereoidal: Aparecen lo Estereoidal Granular y lo de Migajón.

1. DE PLACA. Las dimensiones horizontales están mucho más desarrolladas que las verticales; las bolas presentan un aspecto aplastado, comprimido o de lente. Cuando las unidades son gruesas se llaman de *placas* y cuando son delgadas, *laminares* (véase la figura 2.5).



Figura 2.5 La estructura de placas puede verse en la superficie del suelo. A la derecha, con toda evidencia por el agua estancada y la formación de costra. La estructura blocaosa existe en la izquierda, donde el suelo se ve más suelto en hecho contrario.



Figura 2.6 (La parte superior de la fotografía muestra estructuras blocosas subangulares y angulares, moderada y fuertemente desarrolladas, que se clasifican (parte inferior) de acuerdo con la designación siguiente: tipo de estructura: blocosa [angular]; clase de estructura: muy gruesa; grado de la estructura: fuerte, que se llama blocosa angular fuerte muy gruesa.

Nota: Si las bolitas en el fondo tuvieran vertical su eje largo, el nombre sería prismática.

2. PRISMÁTICA. El eje vertical está más desarrollado que los demás, con lados planos y muestra un aspecto de columna. Cuando la parte superior de ese grumo es redondeada, la estructura se denomina *columnar* y cuando es plana, *prismática*.

3. BLOCOSA. Las tres dimensiones son, más o menos, de la misma magnitud y los grumos son semejantes a cubos con caras planas o redondeadas. Cuando las caras son planas y los bordes principalmente angulares marcados, la estructura se denomina *blocosa angular*. Cuando las caras y los bordes son principalmente redondeados, se llama *blocosa subangular*. Con anterioridad, algunas de las estructuras blocosas se llamaban *de nuez* o *nuciformes*.

4. ESFÉRICAS Y ESFEROIDAL. Redonda o esferoidal; todos los ejes son, más o menos, de la misma longitud, con caras curvas e irregulares. Generalmente son más pequeñas. Los agregados de este grupo se denominan, por lo común, *granulares*; son bastante menos porosos; cuando los gránulos son muy porosos, el término empleado es de *migajón* (véanse las figuras 2.6, 2.7, 2.8).



Figura 2.7 Ejemplos de estructura estrofolga:

Foto	Categoría	Clase	Tipo	Nombre estructural
Izquierda	fuerte	lino	granular	granular lino fuerte
Derecha	moderada	muy grueso	granular	granular moderada muy gruesa

El cuadro en la foto izquierda, corresponde a una pulgada (conete: John Deere & Co.).

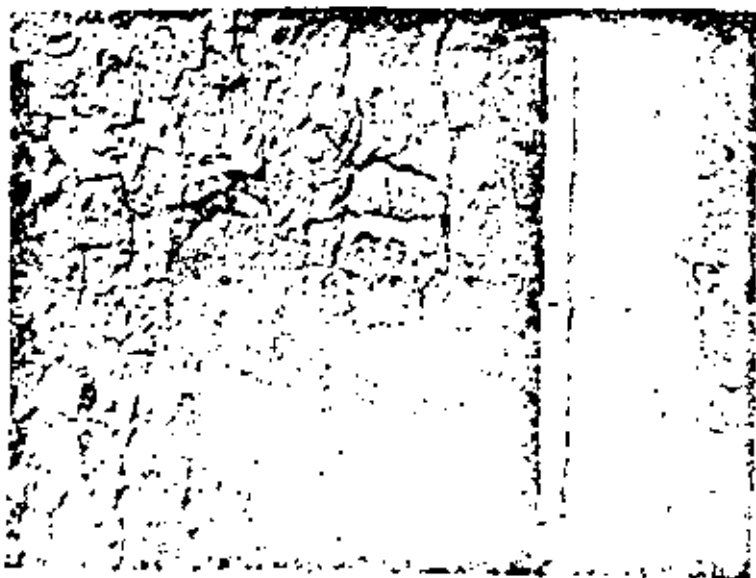


Figura 2.8 Estructura blanda angular fuerte gruesa en suelos arcillosos. En condiciones húmedas (derecha inferior) la estructura es carente de estructura. Al secarse la arcilla se contrae y la estructura mostrase con más distinción y puede reconocerse fácilmente entre el terreno (ver en pulgadas).

## 8. CLASES DE ESTRUCTURA

Cada tipo estructural primario de suelo se divide en cinco clases de tamaños, de acuerdo con el tamaño de la bolsa individual. Los términos empleados comúnmente para las diferentes clases de tamaño, son:

1. Muy fino o muy delgado.
2. Fino o delgado.
3. Mediano.
4. Grueso o áspero.
5. Muy grueso o muy áspero.

Los términos delgado y grueso se emplean para los tipos de placa, mientras que los términos fino y áspero se utilizan para otros tipos estructurales.

## 9. CATEGORÍAS DE ESTRUCTURA

La categoría indica el grado de distinción de las bolsas individuales. Se determina teniendo en cuenta la estabilidad de los agregados y la facilidad con la que se separan de otras bolsas. La categoría de la estructura es influida por el contenido de humedad del suelo. En condiciones de humedad, la estructura del suelo generalmente no puede distinguirse con facilidad. Con la exposición y el secado, la estructura pasa a ser mucho más fuerte.



Figura 2.9 Estructura blocosa subangular muy gruesa fuerte que, al secarse, cambia a una estructura blocosa subangular mediana fuerte.

Por lo común, para describir la categoría de la estructura del suelo, se emplean los cuatro términos siguientes:

1. **CARENTE DE ESTRUCTURA.** No existen bolsas notorias, como las condiciones expuestas por la arena suelta o una condición como cemento de algunos suelos de arcilla. Si el aspecto es coherente, el término empleado es *marizo*. Si no es coherente, como en la arena suelta, de *grano aislado*.

2. **DÉBIL.** Formación imprecisa de bolsas que apenas son duraderas.

3. **MODERADA.** Bolsas bien desarrolladas en forma moderada que son bastante duraderas y fáciles de distinguir.

4. **FUERTE.** Bolsas muy bien formadas que son muy duraderas y fáciles de distinguir. Para designar una estructura de suelo, la secuencia seguida es tipo, clase y categoría; por ejemplo, bloques angular gruesa fuerte. Con frecuencia, en suelos en condiciones naturales se encuentran estructuras compuestas. Al secarse o cuando son revueltos con suavidad, se desintegran

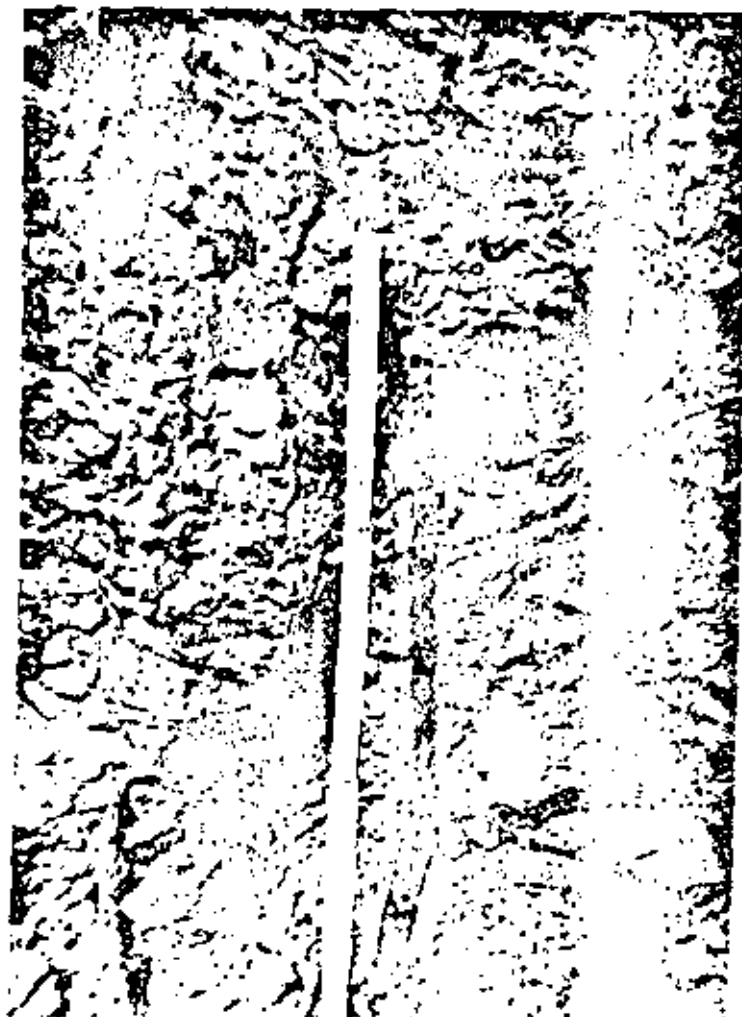


Figura 2.10 Estructura típica de horizontes del suelo en suelos profundos arcillosos negros de la India. Consiste en una estructura de bloques gruesos de moderados a fuertes en declives o planos inclinados que, algunas veces, se desarrollan en forma de lentes convexos (similares a semillas de lenteja). Generalmente, las superficies de la bolsa, son de aspecto brillante (es decir en pulgados).

en bolsitas estructurales individuales pequeñas que constituyen la estructura compuesta. Por ejemplo, los tipos prismáticos o columnares grandes pueden desintegrarse en estructuras blocosas medianas. Se necesita un cuidado y una experiencia considerable para la designación correcta y precisa de la estructura de los suelos (véanse las figuras 2.9 y 2.10).

## 10. FORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El proceso de formación de la estructura es muy complicado. En todo caso, para la formación de agregados, las partículas del suelo deben coagularse, flocularse y mantenerse juntas o ligadas en racimos mediante algún material de ligamiento, aglutinante o de encolado, tal como las raíces de las plantas, cal, óxidos de hierro y de alúmina, o materia orgánica coloidal. Los polisacáridos y los poliurónidos, sintetizados por microorganismos y secretados por ejemplo por las lombrices, son materiales ligamentosos muy eficaces. Muchas sales son las causantes de la floculación de los coloides.

El material originario, el clima y algunos de los procesos formadores del suelo también modifican a la agregación. En suelos desarrollados a partir de pizarras, puede heredarse la estructura de placas. Los tipos de estructura blocosa y prismática están asociados, en su mayor parte, con depósitos del subsuelo. La presencia de estructuras columnares y prismáticas en los depósitos del subsuelo está asociada, algunas veces, con la formación de suelos solonetz (alcalinos). La estructura especial vesicular o de panel es una característica típica de laterización. En suelos negros de la India se ha encontrado una estructura característica en los depósitos del subsuelo, llamada "lenteja" (porque se parece a la semilla de lenteja). Cuando está bien desarrollada adquiere una forma igual a una lente convexa. Generalmente, esas estructuras descansan en un plano inclinado de unos 30 grados y exhiben un aspecto oblicuo. La estructura es similar al tipo de placa gruesa (véase la figura 2.10).

Los factores que influyen mucho en la formación de la estructura son el humedecimiento y el secado alternos, la congelación y el deshielo alternos y los asociados con la actividad microbiana y la acción de la raíz de las plantas.

## 11. IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO

En las relaciones del crecimiento de las plantas, la estructura es muy importante, ya que influye de manera principal en la cantidad y naturaleza de la porosidad, y regula el régimen de humedad y aire en el suelo. La estructura de placas impide, normalmente, el drenaje libre. Las mejores estructuras para proporcionar propiedades físicas favorables del suelo son las de migajas y las granulares (véase la figura 2.7). Es la *estabilidad* de los agregados (fuerza de resistencia contra las fuerzas desintegradoras del agua y

la acción física) la característica vital en el comportamiento estructural del suelo. Algunas estructuras son estables y fuertes mecánicamente, pero cuando absorben humedad y están mojadas, se vuelven blandas y pierden su forma y tamaño. Los suelos ricos en agregados estables frente al agua son más permeables a ésta y al aire. Cuando los agregados estables son menos estables, los suelos tienden a enlodarse.

La estructura es una de las propiedades del suelo susceptible de cambios bajo prácticas administrativas diferentes, tales como el arado, el desague,

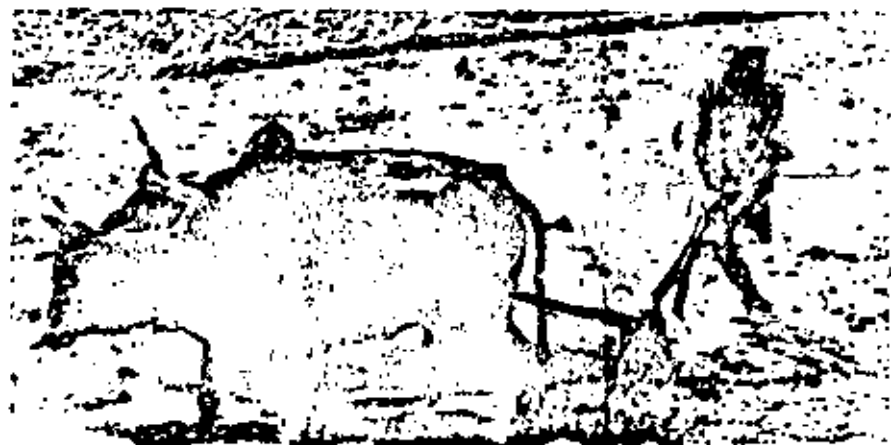


Figura 2-11 El enlodado de un suelo como preparación para plantar arroz (arriba) destruye todas las balsas y terrones, que al secarse forman una masa coherente de estructura. Cuando el arroz sigue un cultivo de tierras altas, como el trigo, con frecuencia hay que partir los terrones golpeando con un palo (abajo).

el encañado, la fertilización y el abonado. La agregación de materia orgánica y su descomposición adecuada son importantes en la formación y mantenimiento de la estructura del suelo. Para fomentar la granulación, las hierbas son las más eficaces.

En la mayor parte de las zonas tropicales, el arroz se cultiva enlodando el suelo cuando sobre éste hay agua estancada superficial, de suerte que las plantas de arroz puedan meterse en el suelo con facilidad en el proceso de plantación. El enlodamiento destruye todos los terrones y bolsas y da como resultado una masa carente de estructura que hace muy difícil la preparación de un buen cultivo para la sembradura de la cosecha siguiente (véase la figura 2.11).

## 12. DENSIDAD DEL SUELO

La densidad representa el peso por volumen unitario de una sustancia. La densidad del suelo se expresa por dos conceptos muy aceptados: densidad de la partícula y densidad de la masa.

**DENSIDAD DE LA PARTÍCULA.** El peso por volumen unitario de la parte sólida del suelo se llama densidad de la partícula. Depende de las densidades acumulativas de los constituyentes individuales inorgánicos y orgánicos del suelo. La densidad de la partícula de suelos predominantemente minerales varía de 2.6 a 2.75 gm/cm<sup>3</sup>, mientras que la de la materia orgánica oscila entre 1.2 y 1.7. Una cifra generalmente aceptada de densidad de la partícula en suelos normales, es de 2.65 gramos por centímetro cúbico o 165 libras por pie cúbico. La densidad de la partícula es más elevada si en el suelo se hallan presentes cantidades grandes de minerales pesados como magnetita, limonita, hematites y circón. Con el aumento de materia orgánica en el suelo, disminuye la densidad de la partícula. Ésta, algunas veces, se denomina también como *densidad verdadera*. Cuando la densidad de la partícula se divide por la densidad del agua, se obtiene una cantidad relativa de peso llamado *peso específico*. Las cifras de la densidad de la partícula y del peso específico son casi idénticas.

**DENSIDAD DE LA MASA.** El peso secado al horno de un volumen unitario de suelo incluyendo los espacios porosos y expresado en gramos por centímetro cúbico o libras por pie cúbico, se llama *densidad de la masa*. La densidad de la masa del suelo dividida por la densidad del agua, se conoce como *peso por volumen* o *peso específico aparente*. La densidad de la masa se calcula determinando el peso secado al horno de un núcleo de suelo no removido de volumen conocido. Para recoger el núcleo de suelo en su estado más natural se utilizan diferentes tipos de cilindros. La densidad de la masa de un suelo es siempre más pequeña que la densidad de su partícula. La densidad de la masa de arena es de más o menos 1.7 gramos por centímetro cúbico, mientras que la de materia orgánica como la turba es de, más o menos, 0.5. Normalmente, la densidad de la masa disminuye a medida que los suelos minerales son más finos de textura.



La densidad de la masa varía indirectamente con el espacio poroso total presente en el suelo y proporciona un buen cálculo aproximado de la porosidad del suelo. La densidad de la masa es de más importancia que la densidad de la partícula para comprender el comportamiento físico de los suelos. En general, los suelos con bajas densidades de masa tienen condiciones físicas favorables, mientras que aquellos con densidades elevadas de masa poseen malas condiciones físicas.

La densidad de la masa ayuda a determinar el peso de los suelos. El peso de un pie cúbico de suelos arenosos, de loam arenoso o loam, varía de 80 a 110 libras por pie cúbico, y la de los suelos de loam limoso, loam arcilloso y arcillosos oscila entre 70 y 100 libras.

### 13. POROSIDAD DEL SUELO

La porosidad se refiere al porcentaje del volumen del suelo que está ocupado por los espacios intersticiales o espacios porosos. Se calcula como sigue:

$$\text{Porcentaje de espacio poroso} = 100 - \left( \frac{\text{Densidad de la masa}}{\text{Densidad de la partícula}} \right) \times 100.$$

Por ejemplo, un suelo que tiene una densidad de la masa de 1.5 y una densidad de la partícula de 2.65, tiene el porcentaje de espacio poroso siguiente:

$$100 - \left( \frac{1.5}{2.65} \right) \times 100 = 43.40 \text{ por ciento.}$$

La porosidad varía con la textura del suelo, la forma de las partículas individuales, la estructura del suelo, la cantidad de materia orgánica y la solidez. En los suelos arenosos, aunque los poros son muy grandes, sin embargo, el espacio poroso total es pequeño. En los suelos de textura fina, existe la posibilidad de más granulación y el espacio poroso total es elevado debido a los espacios entre las partículas individuales y en los gránulos. De los suelos arenosos a los suelos arcillosos, el espacio poroso varía del 32 al 57 por ciento. En presencia de materia orgánica, ese espacio aumenta más y puede elevarse hasta el 60 por ciento en suelos de tierras de pastoreo. Los suelos arcillosos muestran variaciones más grandes de espacio poroso que los suelos arenosos.

La porosidad del suelo indica el espacio poroso total y no el tamaño y la forma de los poros individuales. Dependiendo del tamaño de los mismos, se reconocen macro y microporos, pero la determinación de sus cantidades individuales o proporción es muy difícil. Si se pudiera calcular, se podría determinar fácilmente el movimiento de humedad en el interior del suelo. Los macroporos (no capilares) permiten el movimiento libre del aire y del agua y en condiciones normales no retienen mucha agua. Los microporos (capilares) pueden retener más agua, pero el movimiento de aire y de agua se restringe en cierto grado. El tamaño de los poros indivi-

duales, y en el espacio poroso total en un suelo, es más importante en relación con el desarrollo de sus plantas. En condiciones ideales de aereación, permeabilidad y retención de agua, un suelo debe tener una cantidad más o menos igual de macro y microporos.

La porosidad de un suelo se cambia con facilidad. Cualquier operación que reduzca la agregación y disminuya la cantidad de materia orgánica en el suelo, reduce el espacio poroso. Normalmente, la porosidad disminuye con la profundidad del suelo.

#### 14. CONSISTENCIA DEL SUELO

La consistencia del suelo representa, en condiciones variables de humedad, el grado y clase de cohesión y adhesión del material del suelo o de la resistencia opuesta a las fuerzas que tienden a deformar o a quebrar la masa del suelo. La cohesión se refiere a la atracción de sustancias de características iguales, tal como la de una molécula de agua hacia otra. Adhesión es la atracción de materiales desiguales en los que las sustancias están unidas con mayor o menor firmeza por sus superficies adyacentes.

La consistencia del suelo depende de la textura, de la naturaleza y cantidad de coloides inorgánicos y orgánicos, de la estructura y, en especial, del contenido de humedad del suelo. En general, con un contenido de humedad decreciente, los suelos pierden su adherencia y plasticidad y se vuelven desmenuzables, blandos y, por último, cuando se secan se hacen duros y coherentes. Los términos empleados por lo común para describir la consistencia del suelo con contenidos de humedad diferentes, son:

**CONSISTENCIA CUANDO ESTÁN MOJADOS** (a la capacidad del campo, más o menos, de contenido de humedad).

##### *Adherencia*

La cualidad de adhesión a otros objetos. Los términos empleados son: no pegajoso, ligeramente pegajoso, pegajoso, muy pegajoso.

##### *Plasticidad*

La capacidad para formar moldes. Los términos utilizados son: no plástico, ligeramente plástico, plástico y muy plástico.

**CONSISTENCIA CUANDO ESTÁN HÚMEDOS** (algo mojados, más o menos entre serados al aire y la capacidad de contenido de humedad del campo). Se caracterizan por la desmenuzabilidad, que indica la facilidad de desmenuzamiento de los suelos. Los términos empleados son: suelto, muy desmenuzables, desmenuzable, firme, muy firme y sumamente firme.

**CONSISTENCIA CUANDO ESTÁN SECOS** (condiciones de secado al aire). Se caracterizan por la rigidez y la dureza. Los términos utilizados son: suelto, blando, ligeramente duro, duro, muy duro y sumamente duro.

**LIGAZÓN.** Se refiere a la consistencia dura, quebradiza, producida por algunos agentes de ligazón como el carbonato de calcio, el sílice, u óxidos o

sales de hierro y aluminio. Los términos empleados son: ligado débilmente, ligado con fuerza y endurecido.

**PLASTICIDAD.** Esto se refiere a la capacidad de los materiales del suelo en condición de mojados para cambiar de forma continuamente bajo la influencia de una fuerza aplicada y para conservar la forma impresa al cesar la fuerza e incluso después de secarse.

La cantidad y naturaleza del material coloidal influyen mucho en la plasticidad. Las fracciones de arcilla silíceas exhiben una gran plasticidad en comparación con las ricas en sesquióxidos. Probablemente, esto se debe a la naturaleza plácida de las partículas de arcilla. Las arcillas con montmorilonita son más plásticas que las de caolinita. Normalmente, la plasticidad del suelo aumenta con el aumento de su contenido de arcilla.

Los suelos diferentes se caracterizan por un número plástico específico, que es la diferencia entre los contenidos de humedad de un suelo en sus límites plásticos superior e inferior. El límite plástico superior representa el contenido de humedad del suelo en un punto en el que la masa de suelo y agua solo fluye bajo una fuerza aplicada y no conserva la forma. El límite plástico inferior se refiere al contenido de humedad de un suelo en un punto en el que su consistencia cambia de plástica a desmenuzable, en el que la masa de suelo y agua es incapaz de cambiar de forma continuamente bajo la influencia de una fuerza aplicada y en el que, por último, la masa se quiebra en fragmentos.

### 13. CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN

La contracción y la expansión del volumen del suelo con el contenido cambiante de humedad, son más marcados en los suelos arcillosos. La contracción al secarse los suelos arcillosos finos y suelos muy orgánicos produce grietas notorias que pueden extenderse varios pies de profundidad. Con el aumento de humedad, se embebe el agua, en especial en la estructura de celosía de las partículas de arcilla y conduce a la dilatación. La contracción y la dilatación en las arcillas montmoriloníticas (que tienen una estructura de celosía que se dilata) son mayores que en las caoliniticas, que no tienen esa estructura (véase la figura 2.12).

Las características de dilatación y contracción de los suelos desempeñan un papel importante en la formación de estructuras, como los tipos prismático, columnar y blocoso. El microrelieve "guiga" que se encuentra comúnmente en suelos de arcilla oscura (suelos grumosos), tal vez se debe también a sus coeficientes elevados de dilatación y contracción (véase también el capítulo 5).

### 14. COLOR DEL SUELO

El color del suelo varía mucho entre las diversas clases de suelos, así como dentro de los distintos horizontes de un corte de suelo. Es una caracterís-

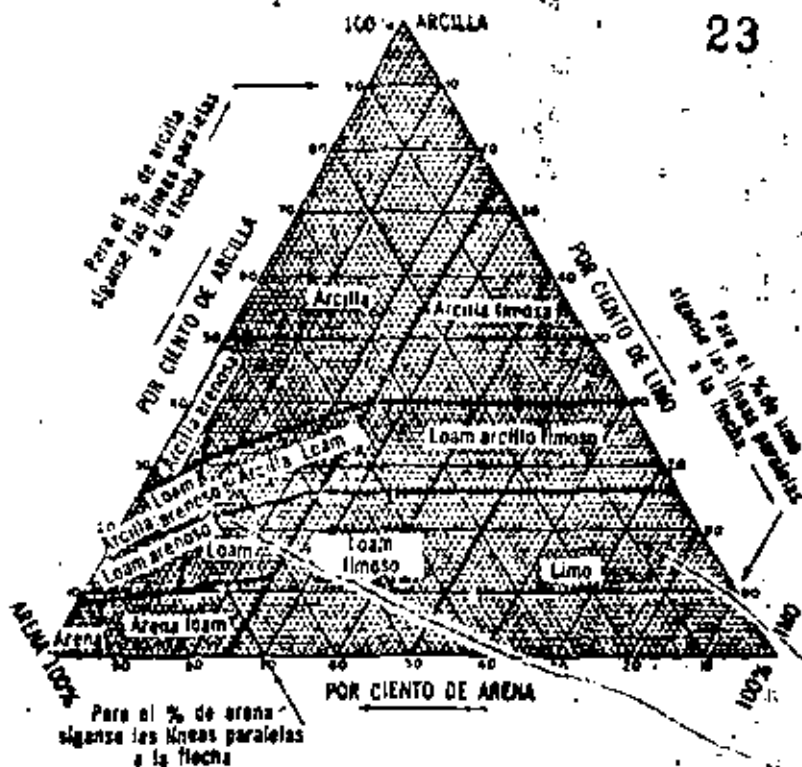


Figura 2.1 Guía para la clasificación textural mediante el sistema internacional para designaciones de texturas.

FUENTE: Marshall, T. J., *Mechanical Composition of Soils in Relation to Field Description of Texture*, Comunidad de Australia, Consejo de Investigación Científica e Industrial, Melbourne, Australia, boletín 224, p. 20, 1947.

de arcilla, aumentan el área superficial y las propiedades tales como la hinchazón, la plasticidad, la cohesión y el poder adsorbente. Los limos muestran propiedades en cierto sentido intermedias entre las arenas y las arcillas y se componen, fundamentalmente, de fragmentos minerales originales.

Se ha estimado, aproximadamente, que el área de la superficie total expuesta por un pie cúbico de arena es, más o menos, medio acre; que la de loam es de unos 10 acres y que la de arcilla es de casi 100 acres.\*

### 3. TEXTURA DEL SUELO

La textura del suelo se refiere al porcentaje relativo de arena, limo y arcilla de un suelo. Los suelos de campo natural son siempre mezclas de

\* Departamento de Agricultura de Estados Unidos, *Forest Service Handbook—Handbook on Soils*, Washington, D.C., 1964.

sea observable con facilidad y constituye un criterio en la descripción y clasificación de los suelos. Muchos grupos de suelos han recibido su nombre según los colores sobresalientes del suelo: suelos negros, latosuelos rojos y amarillos, suelos grises hidromórficos, etcétera.

El color de un suelo puede ser herencia de su material originario; por ejemplo, los suelos rojos desarrollados a partir de la arenisca roja y que se conocen como *litocrómicos*. A menudo, el color del suelo es un resultado de procesos formativos del suelo y se denomina color *adquirido* o *genético*; por ejemplo, los suelos rojos desarrollados del granito o del esquisto.

Las variaciones en el color del suelo se deben, principalmente, al contenido de materia orgánica que, en general, proporciona tintes negros a gris oscuro; a los compuestos de hierro que causan los matices rojo, pardo y amarillo; y al sílice, a la cal y a otras sales que producen colores claro, blanco y gris. El horizonte superficial del suelo es, por lo común, el más oscuro, principalmente a causa de la presencia de materia orgánica. El color rojo está asociado con óxidos férricos anhidros, mientras que el color amarillo indica cierto grado de hidratación. El color rojo es, en general, propio de suelos bastante viejos e intemperizados intensamente, bien desaguados, como los suelos lateríticos en los trópicos. El color pardo es el más común y se debe a una mezcla de la materia orgánica y óxidos de hierro. Algunos de los colores azulados y verdosos son debidos a la presencia de compuestos ferrosos, que reducen las condiciones en suelos desaguados en forma imperfecta, tales como tierras de pantanos y de fondo elevado de agua freática. El jaspeado o moteado en los suelos indica la oxidación y reducción alterna de las condiciones, principalmente a causa de agua freática fluctuante.

Por consiguiente, puede observarse que el color del suelo es índice indirecto de muchas otras propiedades del suelo. Directamente, el color del suelo influye en la temperatura del mismo hasta cierto grado. Los suelos de color oscuro absorben más calor que los de color claro. El trabajo en Poona<sup>2</sup> (Maharashtra, India) demostró que el suelo negro para el algodón absorbía el 86 por ciento aproximado de la radiación total, frente al 40 por ciento absorbido por los suelos aluviales grises.

Los colores del suelo se determinan mejor mediante la comparación con los cuadros descriptivos de color estándar. El cuadro de colores del suelo de Munsell<sup>3</sup> se utiliza comúnmente para este fin. El color del suelo es un resultado de la luz reflejada desde el suelo y depende de la combinación de tres simples variables del color; a saber: el tono, el valor y el croma. Tono es el color espectral dominante. Valor es la brillantez o cantidad total de luz. Croma es la pureza o saturación relativas del color espectral dominante. Las notaciones de color de Munsell son designaciones numéricas y literales sistemáticas de cada una de estas tres variables. Por ejemplo, la

<sup>2</sup> Ramdas, L. A. y David, R. K., *Soil Temperatures in Relation to Other Factors Controlling the Disposal of Solar Radiation at The Earth's Surface*, Actas del Instituto Nacional de Ciencias, India, 2:131-143, 1936.

<sup>3</sup> Munsell Soil Color Charts, Munsell Color Company Inc., Baltimore 2, Maryland, E.U.A.

notación numérica 2.5 YR 5/6 constituye 2.5 YR como tono, 5 como valor y 6 como croma. El nombre equivalente del color del suelo de esta notación de Munsell es "rojo".

El color del suelo cuando está mojado es, normalmente, más oscuro que cuando está seco. Los colores son más vivos y difieren con mayor intensidad en condiciones mojadas. El suelo rico en materiales coloidales es comparativamente más coloreado bajo condiciones secas y húmedas.

## 17. TEMPERATURA DEL SUELO

El desarrollo de la planta, así como las actividades químicas y biológicas en el suelo, están muy influidas por la temperatura del suelo. El crecimiento de la planta se detiene a unos 40 °F de temperatura. Los procesos de nitrificación a través de los microorganismos alcanzan su punto máximo entre temperaturas de 80 a 90 °F. La temperatura del suelo también regula en cierto grado el movimiento del aire en el suelo.

La radiación calórica del sol es la fuente primaria del calor del suelo. La temperatura del suelo depende, fundamentalmente, del calor que absorbe el suelo con relación a las pérdidas a través de la radiación y la evaporación de la humedad del suelo. La cantidad de calor que entra al suelo es controlada por el clima, el color del suelo, la altitud, el aspecto de la tierra y la capa vegetativa presente en el suelo.

En general, la temperatura media anual del suelo es más alta que la de su atmósfera circundante. Por ejemplo, en Djakarta<sup>1</sup> (Indonesia) la temperatura media anual del aire es de 78 °F contra 85 °F a una profundidad del suelo de 44 pulgadas. Usualmente, la temperatura del suelo superficial muestra una fluctuación mucho mayor. Por debajo de una profundidad determinada, la temperatura del suelo no es afectada por los cambios estacionales y diarios y permanece casi constante. En Poona<sup>2</sup> (Maharashtra, India), en los suelos negros para algodón se han registrado temperaturas del suelo superficial tan elevadas como 165 °F. Temperaturas aún más altas son posibles en algunas regiones de zonas tropicales.

La humedad del suelo es el factor de control más vital en la temperatura del suelo. *Calor específico* es la cantidad de calor necesario para elevar 1 °C la temperatura de un gramo de una sustancia. El calor específico del suelo seco es solo un quinto del calor del agua. Por tanto, los suelos húmedos son más fríos a causa de su calor específico elevado y de la energía gastada en la evaporación de la humedad del suelo. En consecuencia, desecar un suelo lo vuelve más caliente. Los suelos con buenas estructuras también se calientan antes que los que tienen estructuras malas, porque se

<sup>1</sup> Braak, C., *The Climate of the Netherland Indies*, Actas Royal Magn. Meteorol. Observer, Batavia, 3:1-64, 1928.

<sup>2</sup> Kamdas, L. A. y Kati, M. S., *Agricultural Meteorology. Preliminary Studies on Soil Moisture in Relation to Moisture in the Surface Layers of the Atmosphere During Clear Seasons at Poona*, Indian Jour., Agri. Sci., 4:923-937, 1934.

sean con más rapidez. El hielite puede influir en la temperatura del suelo a través del manejo del desagüe de los suelos mediante cambios en la capa vegetativa de los mismos.

#### BIBLIOGRAFÍA

1. Baver, L. D., *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, Chapman & Hall, Ltd., Londres, 1955.
2. Buckman, H. O. y Nyie C. Brady, *The Nature and Properties of Soils*, The Mac-Millan Co., Nueva York, sexta edición, 1960.
3. *Forest Service Handbook—Handbook on Soils*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C., 1960.
4. Miliar C. E., J. M. Turk y H. D. Foth, *Fundamentals of Soils Science*, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, Chapman & Hall, Ltd., Londres, 1958.
5. Mohr, E. C. J. y Van Baren, F. A., *Tropical Soils*, Interscience Publishers Ltd., Londres y Nueva York, 1959.
6. Robinson, G. W. *Soils—Their Origin, Constitution and Classification*, Thomas Murby & Co., Londres, 1951.
7. Sahw, Hyrot, T., compilador, *Soil Physical Conditions and Plant Growth*, vol. II. Academic Press, Inc., Nueva York, 1952.
8. *Soil Survey Manual*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, manual número 18, 1951, Washington, D.C.
9. *Soils—The Yearbook of Agriculture*, 1957, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.

## El agua del suelo

*Aunque permitas la sombra, no dejes que el agua se estanque.*

ANTIGUO PROVERBIO TAMIL.

El agua es esencial para todas las formas de vida. En el crecimiento de la planta, el agua no solo constituye una parte importante de la propia planta, sino que también es esencial en el proceso de fotosíntesis; actúa como un solvente y portador de los nutrimentos desde el suelo hasta la planta y dentro de ella, y mantiene la turgencia de la misma. El agua influye principalmente en el proceso de desgaste de las rocas y génesis del suelo. Las clases diferentes de suelos que se forman dependen, en buena parte, del comportamiento del movimiento del agua en un suelo. Los suelos salinos son el resultado, fundamentalmente, del movimiento ascendente del agua en el suelo. El agua es también la que provoca la erosión del suelo. En realidad, el agua del suelo es un regulador importante de las actividades físicas, químicas y biológicas en el suelo.

El agua desempeña un papel muy importante en las relaciones del suelo y el desarrollo de las plantas. Aunque las plantas absorben cierta cantidad de agua directamente de la lluvia y del rocío, la mayor parte del agua utilizada por las plantas proviene del agua retenida por el suelo. Con frecuencia, un exceso o defecto de agua en el suelo es un factor que limita el crecimiento de la planta; por eso, la administración correcta del suelo y del agua es esencial en una agricultura provechosa.

Las fuentes principales del agua del suelo son la precipitación y el riego. Por el contrario, el agua se pierde, de manera principal, a través de la fil-



tración a aguas subterráneas o corrientes y de la evaporación y transpiración a la atmósfera. El agua se pierde también mediante el escurrimiento superficial con los riesgos anexos de erosión del suelo. Aunque la pérdida de agua por escurrimiento tiene lugar sin que llegue a ser una parte del agua del suelo, sin embargo, cualquier reducción en la pérdida por escurrimiento mediante medidas adecuadas de conservación del suelo y del agua, ayuda a aumentar el recurso del agua, lo que es de importancia especial en las zonas de escasez de agua. Por consiguiente, el suelo sirve como un depósito regulador de agua.

Para el aprovechamiento máximo del agua del suelo es aconsejable saber cómo se mueve en y a través del suelo, cómo se clasifica y se mide, y qué se puede hacer para reducir las pérdidas de agua a causa de la filtración y de la evapotranspiración. También la filtración origina pérdidas por lixiviación de nutrimentos. El mejor conocimiento del movimiento del agua del suelo y de las características de retención es de importancia especial en las prácticas de cultivo, riego, desagüe y conservación del suelo y del agua y en la administración de la cuenca colectora.

El movimiento y retención de agua en el suelo son afectados, principalmente, por características del suelo, tales como la textura, la estructura, la naturaleza y cantidad de materiales coloidales inorgánicos y orgánicos, clase y cantidad de cationes cambiabiles y tamaño y volumen total del espacio poroso.

## 1. INFILTRACIÓN

La *infiltración* se refiere a la entrada descendente o movimiento del agua a través de la superficie del suelo. Por el contrario, la *filtración* es el movimiento del agua a través de una columna de suelo, generalmente en condiciones subsaturadas o casi saturadas. La *permeabilidad* indica la facilidad relativa de movimiento del agua dentro de un suelo.

Por tanto, es evidente que un suelo debe poseer las condiciones físicas necesarias para proporcionar canales descendentes a través de los cuales pueda moverse el agua con tanta rapidez como aquella con la que se recibe en la superficie por lluvia o por riego. El agua que no puede penetrar en el suelo, se desplaza por la superficie y a menudo arrastra suelo con ella. El resultado es una productividad disminuida a causa de la pérdida de tierra vegetal superior fértil y de agua para el desarrollo de las plantas.

**FACTORES QUE INFLUYEN SOBRE LA INFILTRACIÓN.** Como la infiltración es una característica de la superficie, es influida fundamentalmente por las condiciones de la misma. Una superficie compacta permite menos infiltración. El impacto de la lluvia (que a menudo causa el sellado y el cierre de los poros) reduce la infiltración, en especial en suelos dispersables con facilidad. El impacto de la lluvia influye en forma directa sobre la infiltración, pero no sobre la filtración. Las superficies del suelo con capa vegetal tienen más velocidad de infiltración que los suelos desnudos. Los suelos

cálidos absorben más agua que los fríos. En los suelos arcillosos, el agrietamiento producido por el secado también aumenta la infiltración en las etapas iniciales, hasta que el suelo se hincha de nuevo y la infiltración disminuye.

Las texturas superficiales gruesas, un gran número de agregados estables frente al agua, una mayor cantidad de materia orgánica en el suelo superficial y un número mayor de macroporos, ayudan asimismo a aumentar la infiltración. La cantidad de agua presente al principio en el suelo también influye sobre la infiltración. Una vez saturado el suelo, la velocidad ulterior de infiltración depende del índice de filtración. En general, la velocidad de infiltración es más baja en suelos húmedos que en suelos mojados o secos. La profundidad del suelo hasta tierra endurecida, roca firme u otra capa impermeable constituye también un factor que modifica la infiltración. Los suelos superficiales permiten una infiltración menor que los suelos profundos.

La infiltración es una condición dinámica muy variable del suelo; puede controlarse bastante bien por medio de prácticas de administración. Las prácticas de cultivo que aflojan el suelo superficial lo hacen más receptivo



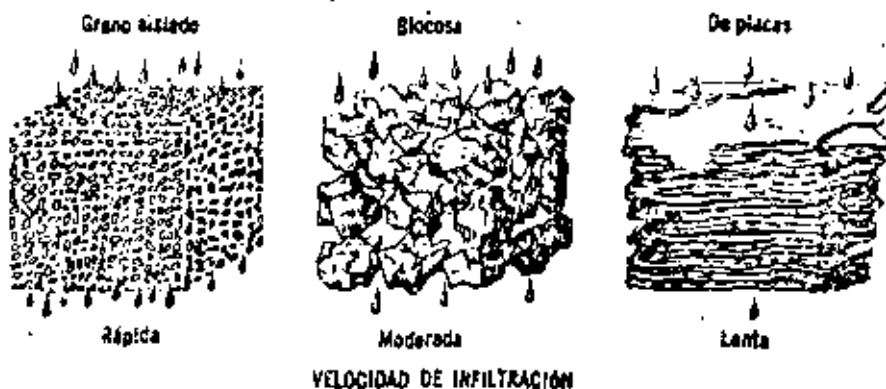
Figura 3.1 El índice de infiltración en este suelo arcilloso negro de textura muy fina se clasifica como de muy bajo o bajo (perfil de suelo negro profundo de la Zona Deccan Trap de la India).

a la infiltración, mientras que aquellas que producen amacizamiento la reducen. La materia orgánica gruesa, las capas de paja y estiércol sobre el suelo, son muy eficaces para aumentar el movimiento del agua dentro del suelo.

**INDICES DE INFILTRACIÓN.** Los índices de infiltración pueden clasificarse de la manera siguiente:

1. *Muy lento.* Las velocidades de infiltración, menores de 0.1 pulgadas por hora se clasifican como muy bajas. Este grupo corresponde a los suelos que son muy ricos en porcentaje de arcilla (véase la figura 3.1).
2. *Lento.* Las velocidades de infiltración de 0.1 a 0.5 pulgadas por hora se consideran bajas. Este grupo es propio de los suelos ricos en arcilla, los suelos pobres en materia orgánica y suelos de poca profundidad.

#### ESTRUCTURA DEL SUELO



#### ESTRUCTURA DEL SUELO

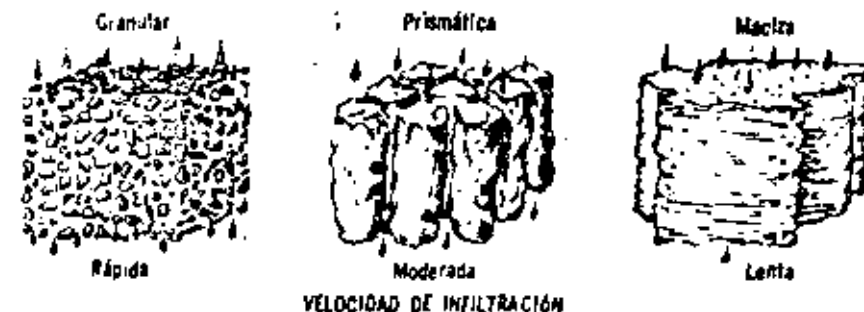


Figura 3.3 La relación general en la estructura del suelo y la velocidad de infiltración del agua en los suelos. Fuente: *Boletín de Infiltración de Estados Unidos*, vol. 100, 1950

3. *Moderada*. Las velocidades de infiltración de 0.5 a 1.0 pulgadas por hora se clasifican como medianas. La mayoría de los suelos de este grupo son loam arenosos y loam limosos.
4. *Rápida*. Los índices altos pertenecen a suelos con más de 1.0 pulgadas por hora de infiltración. Las arenas profundas y las loam limosas bien agregadas se encuentran en este grupo (véase la figura 3.2).

## 2. PERMEABILIDAD

Las características que determinan la rapidez con la que el aire y el agua se mueven a través del suelo constituyen lo que se conoce como *permeabilidad*. El término *conductividad hidráulica*, que también se emplea algunas veces, se refiere a la prontitud con la que un suelo conduce o transmite fluidos a través de él.

La permeabilidad depende básicamente de la distribución y tamaño de los poros en el suelo. Cuanto mayor es el número de macroporos (poros no capilares), mayor es la permeabilidad. La distribución de poros y tamaños es determinada en gran parte por el grado de agregación del suelo. Cuanto mayores sean los agregados, mayor será la cantidad de poros no capilares, tal como lo indica la tabla 3.1. Si el tamaño del agregado aumenta de menos de 0.5 mm a 5 mm, la porosidad no capilar aumenta de 2.7 a 38.7 por ciento, lo que equivale más o menos a un aumento de 14 veces.

Tabla 3.1 *Relación de la porosidad del suelo con el tamaño de los agregados\**

Tamaño de los agregados (diámetro en mm)	Porcentaje de porosidad		
	Porosidad total	Porosidad no capilar	Porosidad capilar
Menor de 0.5	47.5	2.7	44.8
0.5 a 1.0	50.0	24.5	25.5
1.0 a 2.0	54.7	29.6	25.1
2.0 a 3.0	59.6	35.1	24.5
3.0 a 5.0	62.6	38.7	23.9

\* FUENTE: Baver, L. D., *Soil Physics*. John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, Chapman & Hall Ltd., Londres, 1959.

Generalmente, la permeabilidad del suelo disminuye con la profundidad, a medida que las capas del subsuelo son más compactas; la compactación reduce en especial los macroporos. Hay menos materia orgánica en los estratos del subsuelo; de allí la falta de buena agregación. Mientras que el contenido de materia orgánica es un factor importante que afecta

a la permeabilidad de los horizontes superficiales, las propiedades coloidales de la arcilla se vuelven más dominantes al determinar la permeabilidad en mayores profundidades.

Con frecuencia, la textura y la estructura de un suelo se estudian en la práctica para la valoración cualitativa de la permeabilidad. La permeabilidad de un suelo está limitada por el horizonte menos permeable de un corte del suelo, tal como las capas resistentes al arado, capas de tierra endurecida, capas de arcilla naturales u otras capas obstructivas. La permeabilidad aumenta con el grueso de la textura del suelo. Las texturas más finas que el loam-arenoso no están relacionadas directamente con la permeabilidad.

Normalmente, la permeabilidad disminuye con la mayor finura de la textura, sin embargo, el grado de agregación en los suelos de textura fina puede prevalecer sobre los efectos de la textura.

La concentración y composición de las sales disueltas en el agua de riego también influyen sobre la permeabilidad del suelo. Si el agua es rica en contenido de sodio, producirá una dispersión rápida del suelo y así reducirá la permeabilidad. En el caso de que la concentración total de sal sea lo bastante elevada para impedir la dispersión, es posible que la permeabilidad permanezca invariable.

Al igual que la infiltración, también la permeabilidad puede controlarse muy bien mediante prácticas de administración adecuadas. El cultivo continuo reduce la permeabilidad, a diferencia del desarrollo de hierbas de raíces profundas, legumbres y árboles que la aumentan. El mantenimiento de una buena agregación es muy importante para conservar la productividad del suelo.

Las clases de permeabilidad en suelos saturados se dividen de la manera siguiente:

<i>Clase</i>	<i>Pulgadas por hora</i>
1. Muy lenta	Menos de 0.05
2. Lenta	De 0.05 a 0.20
3. Moderadamente lenta	De 0.20 a 0.80
4. Moderada	De 0.80 a 2.50
5. Moderadamente rápida	De 2.50 a 5.00
6. Rápida	De 5.00 a 10.00
7. Muy rápida	Más de 10.00

La permeabilidad de un suelo varía con su estado de humedad y, generalmente, disminuye a medida que el suelo se vuelve más seco. El aire que se introduce en un suelo en vías de secado actúa, con mucha frecuencia, como una parte no conductora del sistema del suelo para que pueda reducir la permeabilidad.

## 3. FILTRACIÓN

33

El movimiento del agua a través de una columna de suelo se denomina *filtración*. Los estudios de filtración son importantes por dos razones al menos. Las aguas de filtración constituyen la única fuente de reabastecimiento de agua subterránea que puede utilizarse de nuevo a través de manantiales y pozos, para riego y otros fines. Asimismo, las aguas de filtración acarrean hacia abajo nutrientes para la planta; con frecuencia se trata de nutrientes fuera del alcance de las raíces de la planta.

La filtración depende fundamentalmente del clima, en especial de la lluvia y de la evaporación. Si hubiera más lluvia que evaporación, habría una buena filtración. En las regiones secas, la filtración es casi nula. En los países de zonas tropicales en los que la lluvia es de más de 40 pulgadas y se recibe principalmente durante algunos meses de la temporada de lluvias, por lo general la filtración es elevada. Los niveles fluctuantes de aguas freáticas son comunes en los países de zonas tropicales; son altos durante la temporada de lluvias y bajos durante los periodos de ausencia de lluvia.

También la naturaleza del suelo determina la filtración. Los suelos arenosos permiten una filtración mayor que los arcillosos. Los cultivos en desarrollo y cualquier vegetación del suelo reduce en forma considerable las pérdidas de filtración, ya que una buena cantidad de agua se utiliza en el desarrollo de las plantas (véase la figura 3.2).

**PÉRDIDAS DE NUTRIENTOS POR LIXIVIACIÓN.** Las pérdidas de agua por filtración no son perjudiciales, pero los nutrientes que son lixiviados juntamente con el agua de filtración son de importancia grave. Las pérdidas reales por lixiviación de nutrientes de la planta, de un suelo de Nueva York (Estados Unidos), se hallan en el orden relativo de:



Solo un vestigio de fósforo se pierde por lixiviación, mientras que la pérdida de calcio es la mayor de los nutrientes expuestos. También puede verse cómo el suelo desnudo pierde más nutrientes por lixiviación que cuando el suelo está bajo cultivo.

Aunque no se dispone de datos especiales sobre las pérdidas de nutrientes en los países de zonas tropicales, los asiáticos por ejemplo, las tendencias expuestas por los resultados en Estados Unidos pueden servir como una guía bastante buena para las pérdidas de nutrientes por lixiviación.

## 4. FUERZAS QUE PRODUCEN EL MOVIMIENTO DEL AGUA

El movimiento del agua en el suelo mediante la infiltración y la filtración es causado, principalmente, por la gravedad y la tensión capilar. La fuerza

de la gravedad, aunque actúa, de modo constante, es eficaz en el movimiento descendente, y hasta cierto grado lateral, del agua del suelo, sólo cuando el suelo se encuentra en estado de saturación. En condiciones húmedas y semihúmedas, la tensión capilar es más pronunciada en el movimiento de agua desde zonas de tensión baja a las de tensión más alta.

Las otras dos fuerzas que producen cierto movimiento del agua en el suelo son la presión del vapor y la presión osmótica, pero no son tan importantes como las fuerzas de la gravedad y de la tensión capilar. La presión osmótica es de alguna importancia en suelos que tienen sales excesivas. La presión del vapor origina alguna difusión de vapor de agua, principalmente de zonas húmedas a zonas secas y de áreas más cálidas a áreas más frías.

### 3. RETENCIÓN DE AGUA EN EL SUELO

Los suelos retienen agua a causa de sus propiedades coloidales y de agregación. El agua se retiene en la superficie de las partículas coloidales, en otras partículas y en los poros. El concepto antiguo de la retención del agua en el suelo era la hipótesis del tubo capilar en la que se consideraba que el suelo constaba de un gran número de capilares de tamaños diversos. Las fuerzas causantes de la retención del agua en el suelo, después de cesar el desagüe, se deben a la tensión y atracción de la superficie y se llaman tensión de humedad superficial. Esto se refiere al concepto de energía en las relaciones de retención de humedad. La fuerza con la que se retiene el agua también se conoce como succión.

Estas fuerzas se miden y expresan de modos diferentes:

a) La fuerza igual al peso de una columna de agua de un centímetro cuadrado de sección transversal, registrado en centímetros de altura. A menudo, el centímetro de altura de la columna se expresa como un logaritmo y se escribe como  $pF$ , donde  $p$  indica el valor logarítmico y  $F$  la energía libre; por ejemplo,  $pF 3$  es igual a 1 000 centímetros de la altura de una columna de agua (logaritmo de 1 000 = 3).

b) Dado que la fuerza por unidad de área es presión, la tensión de humedad del suelo se expresa por lo común en atmósferas (una atmósfera al nivel del mar equivale más o menos a 15 libras por pulgada cuadrada). Una atmósfera de tensión significa que la fuerza que retiene el agua es igual a unas 15 libras por pulgada cuadrada o a 1 032 centímetros de altura de la columna de agua y es equivalente más o menos al  $pF$  de 3.

CURVAS DE TENSIÓN DE HUMEDAD. La capacidad de los suelos para retener el agua, difiere en forma considerable. Los suelos de textura fina retienen una cantidad mucho mayor de agua que los de textura gruesa. Cuanto mayor sea la agregación, mayor será la cantidad de agua retenida. Para suelos especiales, pueden hacerse curvas de tensión de humedad que relacionan la tensión con el contenido de humedad del suelo. La humedad que se retiene a diferentes tensiones es mayor, si aumenta el número de partículas finas.

Las curvas de tensión de humedad se emplean algunas veces para determinar la distribución y tamaños de los poros en los suelos, porque el agua de los poros grandes sale a una tensión mucho más baja que la de los poros más pequeños.

Estas curvas ayudan asimismo a proporcionar información acerca de las propiedades de liberación o suministro de agua del suelo.

## 6. CLASIFICACION DE AGUAS DEL SUELO

El agua del suelo se ha clasificado de muchas maneras y por muchas personas. Una de las primeras clasificaciones dividía el agua del suelo en higroscópica, capilar y de gravitación. Una de las clasificaciones más modernas y expresivas se basa en las fuerzas con que el suelo retiene el agua. De esta manera, el agua se relaciona más directamente con la fuerza que ejercen las raíces de la planta al absorber agua.

El total de todas las fuerzas que ha de vencer la planta para extraer agua del suelo se llama *esfuerzo de humedad del suelo*. Este esfuerzo representa en su mayor parte las fuerzas combinadas de la tensión de humedad del suelo y de la tensión osmótica en el suelo debida a las sales disueltas. Cuando las sales disueltas son insignificantes, el esfuerzo de humedad del suelo es igual a la tensión de humedad del mismo.

Cuando las plantas se marchitan en forma permanente por falta de agua, ello significa que la succión de las raíces no es lo bastante grande para obtener a tiempo el agua suficiente para evitar el marchitamiento. Esta cantidad de agua en el suelo es retenida por una fuerza de 15 atmósferas y se denomina *porcentaje de marchitamiento*. Las plantas no pueden desarrollarse en un suelo más húmedo que la capacidad práctica. La humedad en la capacidad práctica es retenida por una fuerza de un tercio de atmósfera.

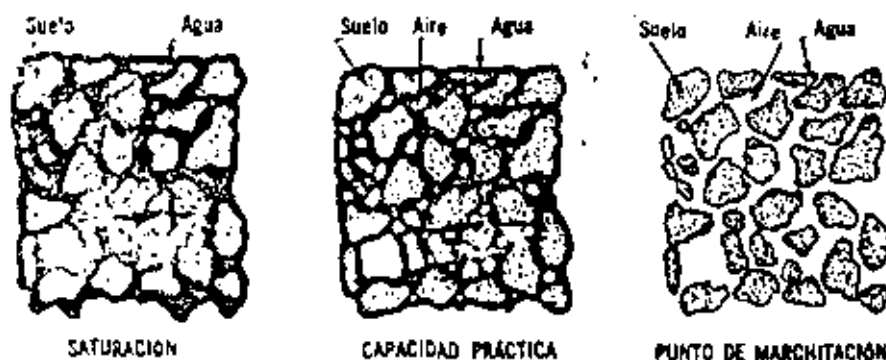


Figura 3.3 Esquema diagramático para mostrar el suelo en saturación, capacidad práctica y punto de marchitación.



## 7. CONSTANTES DE HUMEDAD DEL SUELO

Las constantes de humedad del suelo aparecen de modo diagramático en la figura 3.3 y en términos de atmósferas de tensión en la figura 3.4.

El peso secado al horno es la base de todos los cálculos de humedad del suelo. La tensión de equilibrio de la humedad en el secado al horno es de 10 000 atmósferas. Para su determinación real en los suelos, el secado al horno se determina colocando el suelo en un horno a 105 °C hasta que no pierde más agua.

El peso secado al aire es un término algo variable, principalmente porque la humedad en el aire fluctúa. En condiciones medias, la humedad en el secado al aire es retenida con una fuerza de 1 000 atmósferas. Esta agua no es obtenible por las plantas.

**COEFICIENTE HIGROSCÓPICO.** Se determina colocando un suelo secado al aire en una atmósfera casi saturada a 25 °C, hasta que no absorbe más agua. Esta tensión es igual a una fuerza de 31 atmósferas. El agua a esta tensión no es obtenible por las plantas, pero sí puede serlo por ciertas bacterias. El coeficiente higroscópico varía con el contenido coloidal del suelo. Los suelos ricos en arcilla y en materia orgánica y los ricos en sesquióxidos, tales como las lateritas, poseen coeficientes higroscópicos elevados.

**PORCENTAJE DE MARCHITAMIENTO.** El agua es retenida con una fuerza de 15 atmósferas (220.5 libras por pulgada cuadrada). Es casi una maravilla de la naturaleza que las raíces de las plantas puedan succionar agua con esa fuerza. También se utilizan términos como *punto de marchitamiento permanente* o *coeficiente de marchitamiento*, los cuales indican el porcentaje de contenido de humedad de un suelo en el que la planta se marchita y es incapaz de recobrarla. Los valores del porcentaje de marchitamiento aumentan notoriamente por el contenido coloidal.

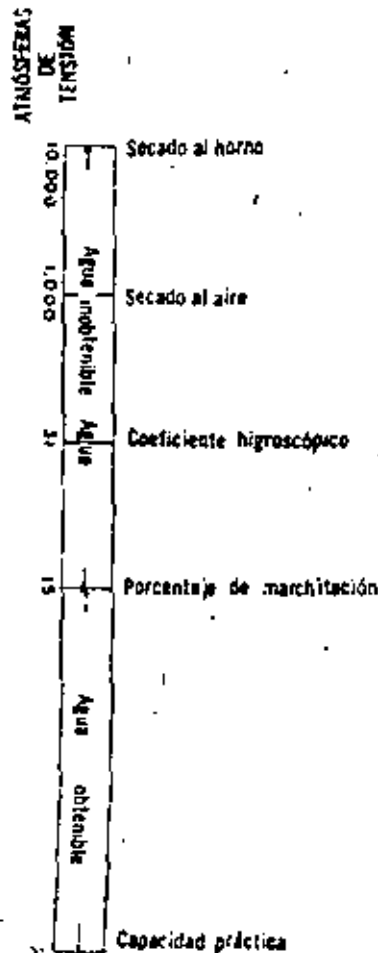


Figura 3.4 Constantes de humedad del suelo en términos de atmósferas de tensión.

**CAPACIDAD PRÁCTICA** es la capacidad del suelo para retener agua contra la succión descendente de la fuerza de gravedad. La capacidad práctica de un suelo con buen drenaje puede determinarse con facilidad. Después de una lluvia que empape o un riego intenso, cúbrase la superficie de un suelo bien drenado para reducir las pérdidas por evaporación y espérese dos o tres días. En ese momento, la humedad del suelo superficial se encuentra en su capacidad práctica. En atmósferas de tensión, ésta es de un tercio (unas 5 libras por pulgada cuadrada).

La cantidad de humedad retenida en la capacidad práctica es más o menos igual al *equivalente de humedad*. El equivalente de humedad se refiere al porcentaje de agua retenida por un horizonte húmedo de suelo de un centímetro de espesor en un receptáculo con fondo de tela metálica, cuando se la sujeta a una fuerza centrífuga de 1 000 veces la gravedad durante media hora. La relación entre la capacidad práctica y el equivalente de humedad es más positiva en el caso de suelos margosos.

Entre el porcentaje de marchitamiento (15 atmósferas) y la capacidad práctica ( $\frac{1}{3}$  de atmósfera), el agua es obtenible por las plantas. Este es el límite de humedad que preocupa fundamentalmente al agricultor.

Otro término utilizado comúnmente en la relación entre suelo y agua es la *capacidad máxima de retención de agua*. Esta es la cantidad de agua retenida en el suelo cuando todos los poros están llenos y cuando se restringe el desagüe. En condiciones naturales, solo los suelos mal desagüados se encuentran en su capacidad máxima de retención de agua durante largos periodos de tiempo.

En la tabla 3.2 y en la figura 3.5 se muestran algunas relaciones entre las diversas constantes de humedad del suelo y las diferentes maneras de expresar su tensión de suelo y humedad.

## B. MEDICIÓN DE LA HUMEDAD DEL SUELO

El agua de un suelo puede medirse de muchas maneras. Estos métodos comprenden:

1. **MÉTODO GRAVIMÉTRICO.** Consiste en obtener una muestra húmeda, secarla en un horno a 105 °C hasta que no pierde más agua, determinando entonces el porcentaje de humedad del modo siguiente:

$$\text{Porcentaje de humedad} = \frac{\text{Pérdida de peso}}{\text{Peso secado al horno}} \times 100.$$

Por lo común, el contenido de humedad de los suelos en niveles diversos de humedad se presenta sobre la base de peso de un suelo secado al horno. Los valores del contenido de humedad no se calculan sobre la base de peso mojado, porque la base de comparación (suelo mojado) siempre es variable. El método gravimétrico es muy tardado y presupone procesos laboriosos de muestreo, pesaje y secado.

Tabla 3.2 Relación entre varias constantes de humedad y métodos de expresar la tensión de suelo y humedad \*

Aspecto del suelo	Tipo de agua del suelo	Humedad Tensión Equivalentes			Constantes de humedad del suelo		
		Centímetros de altura de la columna de agua	psi	Divisiones o atmósferas (aprox.)		Libras aproximadas por pulgada	
MOJADO	De gravitación o exceso de agua sujeta a drenaje, retenida principalmente en macroporos	1	0	0.001	0.015	Capacidad máxima de retención de agua	
		10	1	0.01	0.15		
		100	2	0.1	1.5		
		341	2.5	0.33	4.95		Capacidad práctica
		500	2.7	0.5	7.5		
HUMEDO	Humedad obtenible por las plantas, retenida principalmente en microporos	1 000	3.0	1.0	15.0	Punto de marchitamiento Coeficiente higroscópico	
		10 000	3.0	10.0	150.0		
		15 496	4.2	15.0	225.0		
		31 623	4.5	31.0	465.0		
SECO	Humedad no obtenible por las plantas, retenida en películas sumamente delgadas en torno de las partículas coloidales	100 000	5.0	100.0	1 500.0	Secado al aire Secado al horno	
		1 000 000	6.0	1 000.0	15 000.0		
		10 000 000	7.0	10 000.0	150 000.0		

\* Tomado de Kohake, H., *The Practical Use of the Energy Concept of Soil Moisture*, Actas de la Sociedad de Ciencias del Suelo de Norteamérica, 11:64 a 66, 1947.

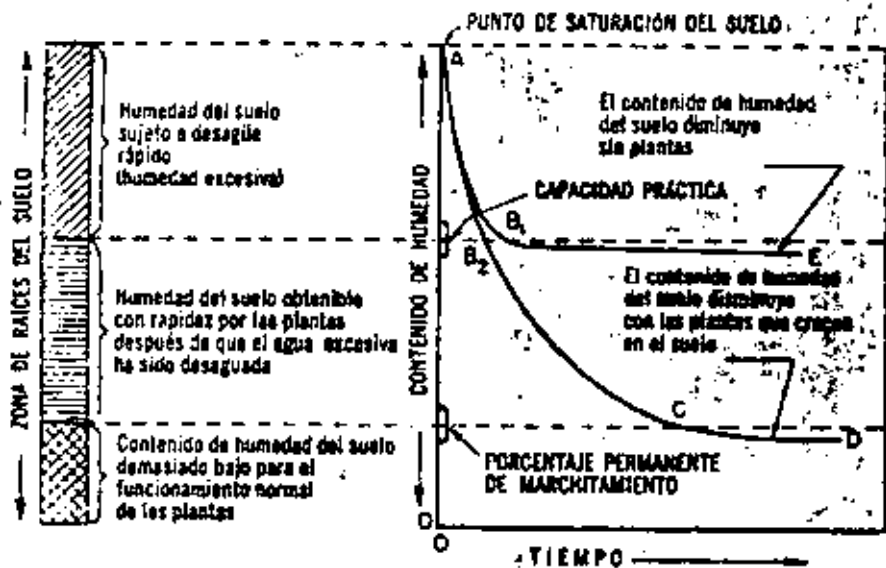


Figura 3.5 Relaciones entre el punto de saturación, la capacidad práctica y el porcentaje de marchitamiento permanente en la zona de raíces de un suelo (diseñado de nuevo según Edlehan y Anderson, en Hilgardio, 15, 21).

2. Métodos de EQUILIBRIO DE TENSIÓN que dependen de la medición de la humedad del suelo por medio de un recipiente de arcilla porosa (tensiómetro) lleno de agua. Dicho recipiente está unido a un vacuómetro o a un manómetro mercurial. A medida que se seca el suelo, el agua atraviesa el recipiente poroso y establece una tensión negativa o vacío. Entonces se calibran estas lecturas de tensión para interpretar el porcentaje de humedad. Los tensiómetros son la única manera directa de medir, en la práctica, la tensión de la humedad del suelo y el esfuerzo de humedad del mismo. La limitación principal en el empleo de tensiómetros es el margen muy bajo de tensión (capacidad práctica a saturación capilar) que pueden medir. El margen real es de 0 a 0.85 atmósferas, o el equivalente a succiones de menos de 850 centímetros o  $pF$  2.9. Una vez que el aire queda atrapado en el tensiómetro, la confiabilidad de las lecturas es dudosa. Los tensiómetros son más útiles para medir la humedad en suelos arenosos que en suelos de textura fina.

Las técnicas de la membrana de presión y de la placa porosa se utilizan para hacer determinaciones de humedad sobre un margen mayor, de 1 a 15 atmósferas (véase la figura 3.6).

3. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA. Estos métodos están basados en los cambios de conductividad eléctrica producidos por los cambios en la humedad

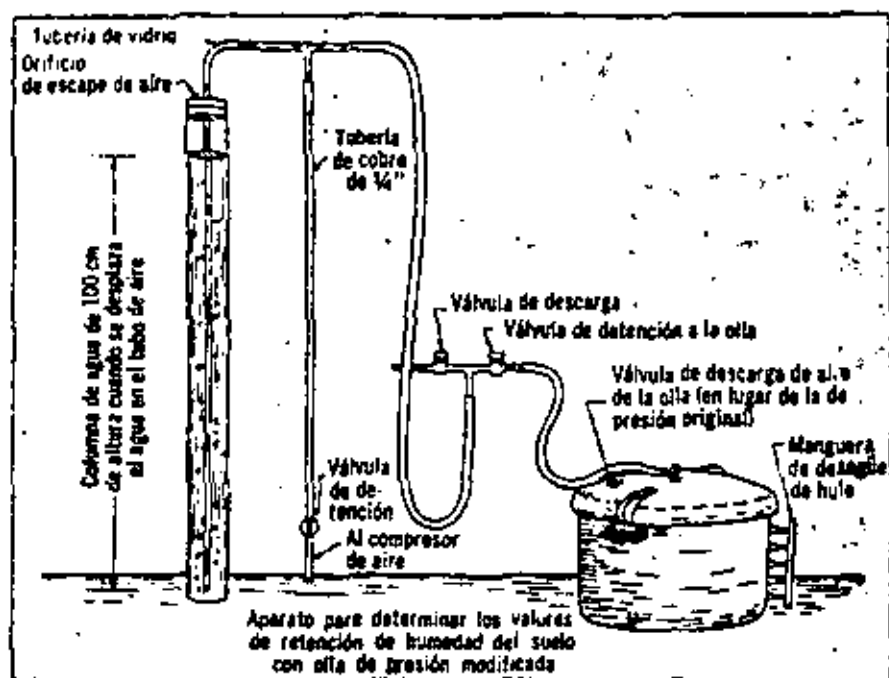


Figura 2.6 Aparato para determinar los valores de retención de humedad del suelo con olla de presión modificada.

del suelo. En estos métodos se utiliza un bloque de yeso dentro del cual hay dos electrodos a una distancia precisa. Estos bloques requieren una calibración previa para la uniformidad. Los bloques se entierran en el suelo a las profundidades deseadas y se mide la conductividad a través de los electrodos con un puente Wheatstone modificado. Con las calibraciones adecuadas, puede determinarse con rapidez el porcentaje de humedad desde la capacidad práctica hasta el porcentaje de marchitamiento.

Se han perfeccionado bloques hechos de nylon o fibra de vidrio que no se deterioran en el suelo como los de yeso y que son más sensibles. No obstante, estas mediciones eléctricas son afectadas por la concentración de sal en la solución del suelo y no son muy útiles en suelos con elevados contenidos de sal. En comparación con los bloques de nylon o de fibra de vidrio, los bloques de yeso son menos afectados por la presencia del contenido de sal, en la conductividad eléctrica. Para contrarrestar los efectos de las sales sobre las lecturas de conductividad, algunas veces también se emplean métodos electrotérmicos que determinan la conductividad.

4. Método de DISPERSIÓN DE NEUTRONES. Está basado en la capacidad del agua para absorber neutrones rápidos de una fuente radiactiva y devolver neutrones lentos al detector. En la actualidad, este método se está utilizando en investigaciones de humedad del suelo y se está perfeccionando.

Con excepción del método gravimétrico, todos los demás pueden utilizarse en el campo y las determinaciones de humedad pueden realizarse *in situ* a cualquier profundidad del suelo. Para convertir las lecturas de la tensión o de otro instrumento en porcentaje de contenido de humedad, se necesitan cálculos adecuados. Estos métodos indirectos son muy útiles para determinar cuándo comenzar el riego y cuándo detenerlo.

## 9. CÁLCULOS DE HUMEDAD

Los cálculos en porcentajes de la humedad del suelo sobre una base de peso se han utilizado comúnmente, pero esto no proporciona un cuadro verdadero de las relaciones de la humedad del suelo. Dos suelos pueden tener un contenido de humedad similar sobre una base de peso, pero no sobre una base de volumen. Los cálculos sobre una base de volumen son más significativos porque el agua es retenida en el suelo dentro de un volumen dado y también porque las raíces obtienen la humedad de un volumen de suelo. Además, pueden convertirse con facilidad en pulgadas por pie o acrepulgadas que son de importancia más práctica para el empleo y administración del agua.

Para cambiar el porcentaje de humedad del suelo sobre una base de peso al porcentaje de humedad del suelo sobre una base de volumen, el cálculo es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Porcentaje de humedad por peso} \times \text{densidad de la masa} \\ = \text{porcentaje de humedad por volumen.} \end{aligned}$$

Cuando se calcula para una profundidad de 12 pulgadas, este valor indica el agua en pulgadas por pie de profundidad. Sobre una base de acre, este valor se expresa como acrepulgadas por acrepie de suelo. Por ejemplo, un suelo de un pie de profundidad con 30 por ciento de contenido de humedad por peso y una densidad de masa de 1.3, tendrá  $0.30 \times 1.3 \times 12 = 4.68$  acrepulgadas de agua para un pie de profundidad.

Para cálculos aproximados se supone que un acrepie de suelo tiene un peso de 4 000 000 de libras. Otro cálculo aproximado de humedad sobre una base de acrepulgada para una profundidad del suelo de un pie, es:

$$\begin{aligned} \text{Acrepulgadas} \\ \text{de agua por} \\ \text{pie de profun-} &= \text{Porcentaje de humedad sobre base de peso} \times 4\,000\,000 \\ \text{dida del suelo} &= 225\,512 \text{ (libras de agua/acrepulgada)} \\ &= \text{Porcentaje de humedad sobre base de peso} \times 17.74 \end{aligned}$$

Cuando se dispone de valores de humedad para la capacidad máxima de retención de agua, capacidad práctica, punto de marchitamiento y densidad de la masa de un suelo, pueden derivarse muchos cálculos útiles de

importancia práctica, referentes a las características de humedad de un suelo.

Los ejemplos que siguen explicarian lo anterior.

*Ejemplo:* Supóngase que un suelo tiene los valores siguientes para un acrepie de profundidad:

Capacidad máxima de retención de agua	=	45 por ciento
Capacidad práctica ( $\frac{1}{2}$ de atmósfera)	=	23 por ciento
Punto de marchitamiento (15 atmósferas)	=	9 por ciento
Densidad de la masa	=	1.4 g/cm <sup>3</sup>

Entonces,

- i) En la capacidad máxima de retención de agua, este suelo retendrá agua como:

$$0.45 \times 1.4 \times 12 = 7.56 \text{ pulgadas por acrepie.}$$

- ii) Como el agua desaguable es la diferencia entre la capacidad máxima de retención de agua y la capacidad práctica ( $45 - 23 = 22\%$ ), el agua que podría desaguar o filtrar será:

$$0.22 \times 1.4 \times 12 = 3.70 \text{ pulgadas por acrepie.}$$

- iii) Como el agua obtenible para el desarrollo de la planta es la diferencia entre la capacidad práctica y el punto de marchitamiento ( $23 - 9 = 14\%$ ), el agua obtenible será:

$$0.14 \times 1.4 \times 12 = 2.35 \text{ pulgadas por acrepie.}$$

- iv) El agua no obtenible que está representada por el punto de marchitamiento (9%) será:

$$0.09 \times 1.4 \times 12 = 1.51 \text{ pulgadas por acrepie.}$$

## 10. AGUA OBTENIBLE

Agua obtenible es el margen de humedad del suelo entre el porcentaje de marchitamiento (límite inferior) y la capacidad práctica (límite superior). Esta es más o menos igual al agua capilar, ya que es retenida principalmente en los poros de tamaño capilar. Para los fines de desarrollo del cultivo, éste es el margen más importante de humedad del suelo.

La tabla 3.3 expone las relaciones generalizadas que existen entre el punto de marchitamiento, la capacidad práctica y la capacidad de agua obtenible de ocho clases de texturas del suelo. Si existe una cantidad creciente de arcilla en un suelo, también aumentará su capacidad para retener agua, tanto en el punto de marchitamiento como en la capacidad práctica. Lo mismo sucede con la capacidad de agua obtenible con respecto a la

Tabla 3.3 Punto de marchitamiento, capacidad práctica y capacidad de agua obtenible de texturas de suelos diversos \*

Textura del suelo	Punto de marchitamiento		Capacidad práctica		Capacidad de agua obtenible	
	Por ciento	Agua por pie de profundidad del suelo (pulgadas)	Por ciento	Agua por pie de profundidad del suelo (pulgadas)	Por ciento	Agua por pie de profundidad del suelo (pulgadas)
Arena media	1.7	0.3	6.8	1.2	5.1	0.9
Arena fina	2.3	0.4	8.5	1.5	6.2	1.1
Loam arenoso	3.4	0.6	11.3	2.0	7.9	1.4
Loam arenoso fino	4.5	0.8	14.7	2.6	10.2	1.8
Loam	6.8	1.2	18.1	3.2	11.3	2.0
Loam limoso	7.9	1.4	19.8	3.5	11.9	2.1
Loam arcilloso	10.2	1.8	21.5	3.8	11.3	2.0
Arcilla	14.7	2.6	22.6	4.0	7.9	1.4

\* FUENTE: Water. Anuario de Agricultura, 1953, p. 120, Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

Nota. Es evidente que, puesto que hay una variación en las cantidades y clases de arena, limo y arcilla dentro de cualquier grupo de texturas (como en los suelos de loam), hay también una variación en las constantes del agua; sin embargo, con fines de simplificación, en esta tabla se ofrece un valor promedio.

finura de la textura del suelo de un loam limoso. Sin embargo en un loam arcilloso y en una arcilla, la capacidad de agua obtenible es menor que en un loam limoso. Véase esta relación gráficamente en las figuras 3.7 y 3.8.

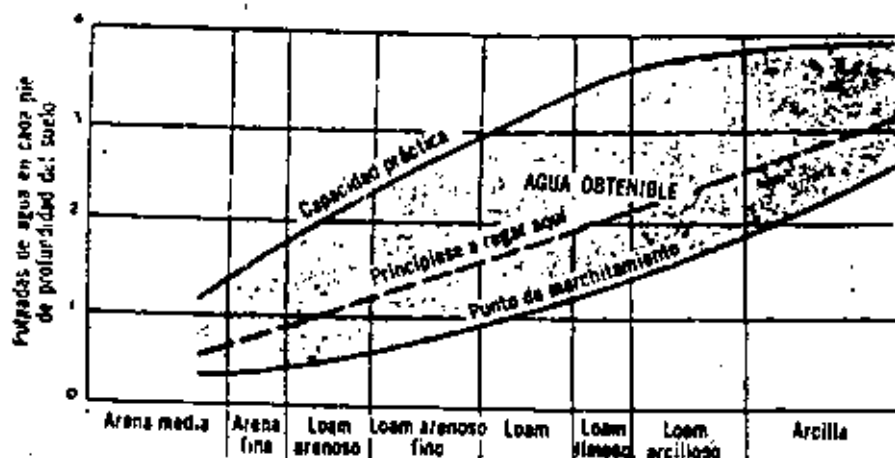


Figura 3.7 Pulgadas de capacidad de agua en cada pie de profundidad del suelo con relación a la textura y los constantes de humedad del mismo. También se muestra una indicación en cuanto a la fecha para iniciar el riego de cada textura de suelo [fuente: Water, Anuario de Agricultura, 1953, D.A.U.]



## EL AGUA DEL SUELO

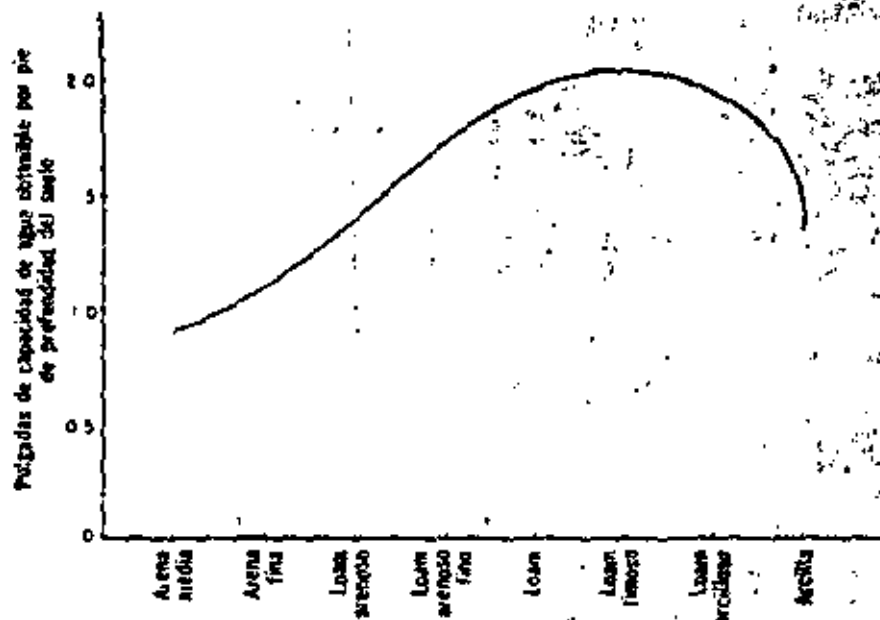


Figura 2.8 Pulgadas de capacidad de agua obtenible por pie de profundidad del suelo con relación a la textura del mismo (fuente: Water, Anuario de Agricultura, 1955, D.A.E.U.).

Cuando una planta se marchita de modo permanente, la cantidad de agua que permanece en el suelo variará de acuerdo, fundamentalmente, con la textura del suelo. En los suelos arenosos, la cantidad de agua que permanece en el punto de marchitación puede ser, más o menos, 0.5 de pulgada por pie de profundidad del suelo. En los suelos de limo, la cantidad puede ser de 1.5 pulgadas y en los suelos arcillosos de unas 2.5 pulgadas por pie de profundidad del suelo.

La cantidad de agua que se debe aplicar a un suelo en el punto de marchitación para llegar a la capacidad práctica, se denomina capacidad de agua "obtenible". La capacidad de agua obtenible también varía esencialmente según la textura del suelo; por ejemplo, es de 1.2 pulgadas, más o menos, en los suelos arenosos, de 2.0 pulgadas en los limo y de 1.6 pulgadas en el suelo arcilloso por pie de profundidad del suelo.

## 11. PERDIDAS DE AGUA DEL SUELO

Las pérdidas de agua del suelo tienen lugar, principalmente, a través de la filtración, la evaporación y la transpiración. Para la administración del agua del suelo se necesitan prácticas adecuadas para reducir lo más que se pueda las pérdidas de agua y aprovechar al máximo los recursos disponibles de agua.

Las PÉRDIDAS POR FILTRACIÓN alcanzan el punto máximo en climas húmedos con lluvia intensa. La pérdida de agua a través de la filtración es necesaria, ya que de lo contrario surgirían malas condiciones de desagüe y de movimiento del agua. Las prácticas de desagüe son necesarias para el buen desarrollo de la planta, porque eliminan el exceso de agua de los suelos mal desagüados. Sin embargo, también es importante la reducción de las pérdidas por filtración en la agricultura irrigada. Las aguas de filtración también lixivian del suelo nutrientes importantes de la planta. Esas pérdidas de nutrientes pueden reducirse al mínimo gracias a prácticas adecuadas de cultivo.

Las PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN dependen de la temperatura, humedad, velocidad del viento y condiciones del suelo. El hombre puede efectuar un control máximo sobre esas pérdidas si adopta prácticas adecuadas de administración de suelos. El principio básico es mantener el suelo bajo una capa vegetativa. Las prácticas agrícolas, tales como cubrir con paja y estiércol, ciertas operaciones de labranza y los rompevientos, pueden ayudar a reducir las pérdidas por evaporación.

Las PÉRDIDAS POR TRASPIRACIÓN de agua tienen lugar a través de los estomas de las hojas. La transpiración es un fenómeno natural y las plantas, para crecer, tienen que transpirar. La proporción entre las unidades de agua transpiradas para producir una unidad de materia seca de la planta, se llama *índice de transpiración*. Ésta, al igual que la evaporación, también depende de la temperatura, la humedad, la velocidad del viento, el contenido de humedad del suelo y características propias de la planta. Las especies diferentes de plantas e incluso las variedades distintas de las mismas especies poseen distintos índices de transpiración. Como la transpiración es una característica natural de la planta, en realidad el hombre tiene poco control sobre ella. Sin embargo, en las regiones de escasez de agua, pueden hacerse selecciones de cultivos que tienen poca transpiración. En la economía de cultivos, las pérdidas indeseables por transpiración a través de los hierbajos deben comprobarse mediante un control adecuado de malas hierbas.

#### BIBLIOGRAFÍA

1. Baver, L. D., *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, Chapman and Hall, Ltd., Londres, tercera edición, 1959.
2. Bear, Firman E., compilador, *Chemistry of the Soil*, Reinhold Publishing Corp., Nueva York, 1955.
3. Black, C. A., *Soil-Plant Relationships*, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, 1957.
4. Buckman, H. O. y Nyle C. Brady, *The Nature and Properties of Soils*, The Macmillan Co., Nueva York, sexta edición, 1960.
5. *Forest Service Handbook—Handbook on Soils*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C., 1961.
6. Hauenbueller, R. L., *Principles of Soils Science*, Orient Longmans, Calcuta, India, 1963.

7. Kamthkar, N. V., S. S. Sitar y D. H. Gokhale, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, India, segunda edición, 1960.
8. Lauen, L., H. W. Lull y B. Frank, *Same Plant-Soil-Water Relations in Watershed Management*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Servicio Forestal, circular número 910, 1952.
9. Marshall, T. J., *Relations Between Water and Soil*, Oficina Agrícola de la Comunidad, comunicación técnica número 50, Harpenden, Inglaterra, 1959.
10. Russell, M. B., compilador, *Water and Its Relation to Soils and Crops*, Adelantos en agronomía, volumen 11, Academic Press, Nueva York, 1959.
11. Shaw, B. T., compilador, *Soil Physical Conditions and Plant Growth*, Academic Press, Nueva York, 1952.
12. Stefferud Alfred, compilador, *Water*, Anuario de agricultura de 1955, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.
13. Stefferud, Alfred, compilador, *Soil*, Anuario de agricultura de 1957, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.

## Conservación del suelo y el agua

*Primero deben construirse caballones de tierra con el fin de dividir los campos y de conservar el agua en los campos; después debe sembrarse la semilla.*

KHANA (600 d. C.).

Para el desarrollo y el mantenimiento de la vida, el agua y el suelo son lo más esencial. El suelo es importante, ya que proporciona la base y la mayoría de los nutrientes necesarios para el crecimiento de las plantas y de los animales. El agua es necesaria, puesto que constituye una gran parte de la materia viva y actúa como vehículo de los nutrientes. Aunque estos dos recursos, suelo y agua, son muy comunes y abundantes en la naturaleza, sin embargo, no están distribuidos por igual en calidad y cantidad en todas las partes del mundo. La cantidad total de estos recursos disponibles en cualquier nación es limitada. Además, los recursos, tanto de agua como de suelo, son agotables y pueden llegar a desperdiciarse con facilidad si se emplean en forma inadecuada.

El abuso del suelo y del agua solo puede conducir a la ruina. Las excavaciones en Mohenjodaro y Harappa, en Pakistán occidental, son ejemplos convincentes de civilizaciones antiguas que llegaron a extinguirse a causa del desecado de sus tierras. Ríos como el Sarasvati desaparecieron porque sus vertientes y cuencas colectoras fueron mal explotadas y administradas. Ejemplos como esos se encuentran en la historia de cada nación en todo el mundo.

El desperdicio continúa todavía, y las naciones consumen progresivamente sus recursos importantes de suelo y agua.

La conservación de los recursos de suelo y agua es un requisito previo para la supervivencia de la humanidad y la estabilidad económica de las naciones. La conservación aspira a utilizar estos tesoros naturales con el mayor beneficio y, al mismo tiempo, mantener y acrecentar de continuo su productividad.

## 1. CONSERVACIÓN DEL SUELO

El suelo, la delgada capa exterior de la tierra que varía en profundidad desde algunas pulgadas a algunos pies; y, más aún, si su parte superior es de 6 a 9 pulgadas, es el almacén más rico para el desarrollo de las plantas. La naturaleza necesitó muchos siglos para producir este suelo, pero el hombre puede perderlo en pocos años a causa de su erosión catastrófica. Por tanto, tenemos que proteger a nuestros suelos contra la erosión, porque el suelo, una vez perdido, es difícil y costoso de recuperar.

## 2. EROSIÓN DEL SUELO

La erosión del suelo es la destrucción, desprendimiento y eliminación del suelo de un lugar y su depósito en otro, mediante las fuerzas de golpeo y traslado del agua, del soplo del viento, las ondas fuertes, la nieve y la gravedad. Bajo un equilibrio físico, biótico e hidrológico normal en la naturaleza, la erosión que tiene lugar es *normal*, natural o geológica, en la que la eliminación del suelo está bastante contrapesado con los procesos de formación del suelo. Cuando este equilibrio se trastorna por las explotaciones del hombre y por las calamidades naturales, el suelo pierde su fuerza de resistencia y los agentes erosionantes pasan a ser más activos y originan una *erosión acelerada* (tabla 6.1).

Tabla 6.1 *Escurrimiento y pérdida de suelo en suelos medio profundos con inclinación aproximada de 1.2% y un promedio de lluvia de 23.9 pulgadas, Sholapur, estado de Maharashtra, India (Promedio de nueve años, de 1934 a 1943)\**

<i>Empleo de la tierra</i>	<i>Escurrimiento, de lluvia total (por ciento)</i>	<i>Pérdidas de suelo por acre (anualmente) (toneladas)</i>	<i>Tiempo calculado para erosionar 7 pulgadas de suelos superiores (años)</i>
Vegetación natural	4.77	0.53	1 852
Cultivos de verano	16.50	23.80	42
Sinco de invierno	18.67	34.54	27

\* FUENTES: Kanitkar, N. V., Sirur, S. S. y Gokhale, D. H., *Dry Farming in India*. Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a. edición, 1960.

### 3. FACTORES QUE AFECTAN A LA EROSIÓN DEL SUELO

He aquí los factores que influyen en la erosión:

1. El clima, la precipitación en especial y la velocidad del viento.
2. La topografía con referencia especial a la naturaleza, grado y longitud del declive.
3. Características físicas y químicas del suelo.
4. Cubierta de la tierra, su naturaleza y grado de cobertura.
5. Fenómenos naturales como terremotos, deslizamientos de tierra y solavientos.

Como una ecuación funcional:

$$\text{erosión} = f(c, u; t, s, h).$$

donde  $f$  = función de o dependiente de

$c$  = clima

$u$  = vegetación

$t$  = topografía

$s$  = suelo

$h$  = factores humanos

La precipitación es el factor más poderoso que produce erosión a través del enlanguado y del escurrimiento excesivo (figura 6.1 y tabla 6.1). Puede haber escurrimiento sin erosión, pero nunca hay erosión sin escurrimiento. El escurrimiento que produce erosión depende de la cantidad, duración, intensidad y frecuencia de las lluvias y también del momento de la temporada en que tiene lugar la lluvia. Los chaparrones breves de mucha intensidad originan, de manera invariable, un escurrimiento máximo. Las lluvias tropicales tienen lugar con frecuencia en torrentes e intensos chaparrones que favorecen más la erosión y producen inundaciones instantáneas. Algunas observaciones en la India han demostrado que todas las lluvias de más de 2 pulgadas por día producen escurrimiento, mientras que las de menos de  $\frac{1}{2}$ " solo causan escurrimientos esporádicos (tabla 6.2).

El declive acelera la erosión ya que aumenta la velocidad del agua que corre. Pequeñas diferencias de declive producen grandes diferencias en los daños. De acuerdo con las leyes de la hidráulica, un aumento cuádruple en el grado de declive duplica la velocidad del agua en curso. Esta velocidad doble puede aumentar cuatro veces la fuerza de erosión y 32 veces la capacidad de arrastre.

La erosionabilidad del suelo está determinada por la naturaleza del mismo, en especial por su textura, estructura, materia orgánica, naturaleza de la arcilla y por las cantidades y clases de sales presentes. Los suelos de textura fina y alcalinos son más erosionables. Se informa que en Indonesia

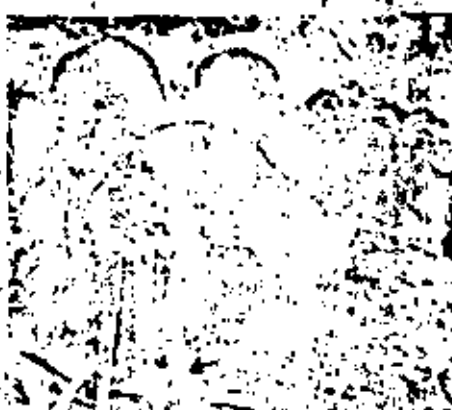
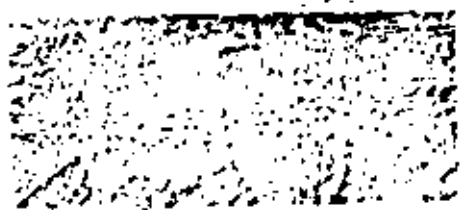


Figura 6.1 La gota de lluvia puede caer con una velocidad de 30 pies por segundo. Cuando la gota de lluvia golpea el suelo desnudo la convierte en lodo, que fluye cuesta abajo dejando en su lugar solo montículos de tierra protegidos por objetos como rocas, paja y estiércol o vegetación viva.

Arriba a la izquierda: Una roca pequeña ha protegido el suelo que está debajo de ella contra la erosión por eslingerada en la India Central.

Arriba a la derecha: Los arbustos y las hierbas han protegido a este montículo en un campo abandonado contra la erosión por entonada; se produjo así un montículo residual de tierra de unos 10 pies de altura (India Noroccidental).

Abajo: Copuchones de piedra arenisca han protegido el suelo de loam arenoso que está debajo de ellos contra la erosión por salpicado en el cinturón de lluvias de 40 pulgadas en la India Central.

Los suelos de *margalita* son muy susceptibles a la erosión.<sup>1</sup> Los estudios sobre la erosionabilidad de los suelos tropicales son insuficientes. En general, los suelos con una proporción baja de sílice y sesquióxidos son menos erosionables. Esos suelos son muy comunes en los trópicos húmedos, por ejemplo, latosuelos y otros suelos lateríticos.

La presencia de una cubierta de vegetación de la tierra actúa como un factor que retarda la erosión. Las selvas y las hierbas son más eficaces para proporcionar una cubierta que las siembras cultivadas. La vegetación intercepta la acción golpeadora erosionante de las gotas de lluvia que caen, retrasa la cantidad y velocidad del escurrimiento superficial, permite fluir más agua al interior del suelo, aumenta la capacidad de almacenamiento del suelo a través de las pérdidas por evaporación-transpiración, impide la fuerza abrasiva de la velocidad del viento y regula el ciclo hidrológico.

<sup>1</sup> Daines, T. W. G., *The Soils of East-Central Java*, reportaciones de la Estación General de Investigación Agrícola, número 141:1-115, 1955, Bogor (Indonesia).

Tabla 6.2 *Intensidad de lluvia y escurrimiento en determinados lugares de la India (Promedio de 5 a 7 años)\**

Particularidades	Afánji (5 años) (Maharashtra) (1929-1933)	Sholapur (7 años) (Maharashtra) (1934-1941)	Bijapur (5 años) (Mysore) (1936-1941)	
Lluvia media anual (en pulgadas)	24.67	24.55	18.80	
Número total de lluvias	212.00	301.00	158.00	
Número de lluvias que producen escurrimiento	66.00	75.00	54.00	
Porcentaje de declive de espacios de escurrimiento	3.00	1.18	1.25	
Clases de lluvia de acuerdo con la cantidad por día y porcentaje del número de lluvias que producen escurrimiento	Más de 2"	100.00	100.00	100.00
	1" a 2"	82.00	83.30	86.30
	1/2" a 1"	66.00	38.90	41.60
	Menos de 1/2"	5.80	8.90	16.60

\* Karúthar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*. Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1960.

Es la falta de vegetación la que crea las condiciones que favorecen la erosión (véase la figura 6.2).

#### 4. TIPOS DE EROSIÓN

Se conocen muchos tipos de erosión, de acuerdo con el agente erosionante principal y de la forma en que se produce.

**EROSIÓN POR SALPICADO.** La gota de lluvia que cae a una velocidad aproximada de 30 pies por segundo es capaz de crear una fuerza de casi 14 veces su propio peso. Con esta fuerza de caída, las gotas de lluvia golpean la superficie del suelo desnudo hasta formar lodo fluido que salpica hasta dos pies de altura y cinco pies de separación. La arena, fina y las texturas de aluvión se desalojan con rapidez. La erosión por enfangado es la precursora de otros tipos de erosión por el agua (véase la figura 6.3).

**EROSIÓN DE LA CAPA DELGADA DE SUELO.** Es la eliminación de capas uniformes delgadas de la superficie del suelo en toda la zona, cada vez que cae una lluvia de intensidad erosionante. La erosión de la capa delgada es producida por: 1) deslizamiento superficial, 2) salto y 3) suspensión. El deslizamiento superficial significa el movimiento del suelo cuesta abajo mediante una acción de rotación o de tracción del agua. El salto resulta cuando aguas turbulentas hacen que las partículas del suelo salten o brinquen cuando se mueven cuesta abajo. Las partículas de suelo que nunca



Figura 6.2 Árboles y hierbas son eficaces para proteger el suelo contra la erosión, pero cuando las hierbas son pastoreadas con exceso y los árboles desmochados para alimentar al ganado (izquierda) aparece la erosión de la capa delgada de suelo. Con el empleo excesivo de árboles y hierbas, la erosión pasa a ser más grave y se forman barrancas que vuelven casi inservible la tierra (derecho).



Figura 6.3 La erosión por volpicada es producida por la gata de lluvia que cae (izquierda) al chocar con el suelo desnudo y al convertirla en fango fluido.

tocan la superficie del mismo cuando se mueven son transportadas por suspensión. La erosión de la capa delgada es extensa siempre que el suelo carece de protección y es muy perjudicial, ya que disminuye progresivamente la profundidad del suelo y los rendimientos de los cultivos (véase la figura 6.4).

Según la tabla 6.3, durante el periodo de 55 años, el promedio de los suelos en los cinco lugares perdió el 52.44 por ciento de su parte superior del suelo.

**EROSIÓN POR RIACHUELOS.** El escurrimiento cargado de cieno comienza a fluir a través de pequeños canales que simulan unos dedos. Esta es la erosión por riachuelos y constituye una etapa intermedia entre la erosión de la capa delgada y la erosión en barrancas (véase la figura 6.5).

**EROSIÓN POR BARRANCAS.** A medida que aumenta el volumen del escurrimiento concentrado y su velocidad en los declives, aumentan los riachue-

Figura 6.4 Esta tierra sin protección y administrada en forma incorrecta, está expuesta a una grave erosión de la capa delgada; primero aparecerán riachuelos y luego barrancos.

Tabla 6.3 Pérdida de suelo durante el período 1905 a 1960 en algunos campos en el subdistrito de Yratmal del estado de Maharashtra (India)\*

Número	Profundidad media en pulg., 1905	Profundidad media en pulg., 1960	Pérdidas de suelo de 1905 a 1960 (55 años)			
			Reducción en profundidad en pulg.	Porcentaje	Pérdida de profundidad en pulg. por año	Pérdida anual de suelo** en ton por acre
1	7.9	3.0	4.9	62.0	0.09	13.4
2	31.5	16.0	15.5	49.2	0.28	42.3
3	8.6	4.0	4.6	53.5	0.08	12.6
4	12.5	6.0	6.5	52.0	0.12	17.7
5	17.3	8.0	9.3	53.8	0.17	25.4
Promedio	15.56	7.40	8.16	52.44	0.148	22.28

\* Observaciones y cálculos personales de uno de los autores (Y. P. Bali).

\*\* Pérdidas de suelo en toneladas por acre calculadas sobre la base de que un acre pulgada de suelo pesa, en promedio, 150 toneladas. Las profundidades del suelo se midieron desde la superficie hasta la parte superior del horizonte C.

los hasta convertirse en barrancas. Estas pueden originarse a partir de depresiones ligeras, rodadas de carros y veredas de ganado. A diferencia de la erosión de la capa delgada, la erosión en barrancas es más espectacular e indica la desatención de la tierra durante un largo periodo de tiempo. Con la formación de barrancas, la tierra casi se inutiliza. En una etapa avanzada, las barrancas se convierten en *quebraadas* que algunas veces tienen de 50 a 100 pies de profundidad y costados abruptos, casi verticales. Las quebraadas presentan un aspecto tremendo de desolación. En la India, por ejemplo, cubren unos 6 millones de acres.

**EROSIÓN POR RESBALAMIENTO.** Se reconoce por los deslizamientos de tierras y es el resultado de la inestabilidad creada en grandes masas de suelo por la saturación y la presión de la humedad. Ayudadas por la tracción de la gravedad, grandes masas de suelo y de roca corpóreas resbalan hacia abajo, perjudicando una ladera o todo un campo. Los deslizamientos pueden ser causados también por la acción de fricción subterránea y de palanca de los árboles grandes y por los fenómenos sísmicos. Pero sus efectos son meramente locales.

**EROSIÓN DE LAS ORILLAS DE LAS CORRIENTES.** Los ríos y las corrientes serpentean y cambian sus cursos recortando una orilla y depositando cargas de arena y limo en la otra. Durante los torrentes, el daño se acelera mucho. Los torrentes, las corrientes violentas de las estaciones de lluvias, mueven grandes masas de suelo y de piedras y las depositan corriente abajo. En el estado de Punjab (India), esos torrentes se llaman *chor* y han afectado a unos 150 mil acres. Se ha informado que el río Kosi en el estado de Bihar (India) ha cambiado su curso hacia el oeste unas 65 millas en los últimos 100 años.

**EROSIÓN DEL VIENTO.** Es producida por vientos fuertes, principalmente en zonas áridas o semiáridas, a través de procesos como el salto, la suspen-

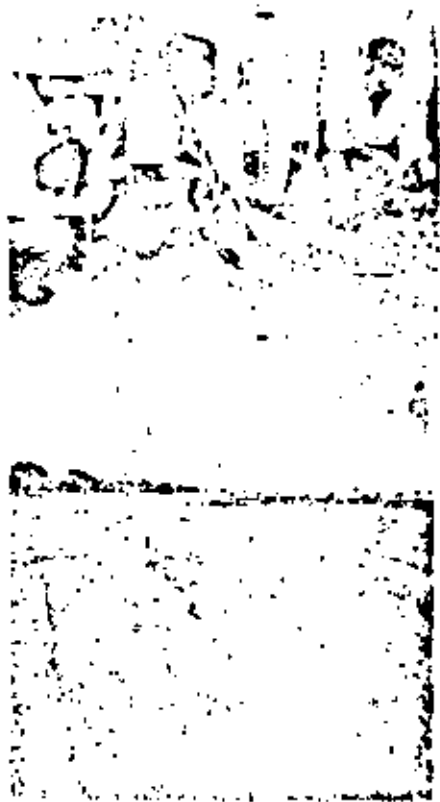
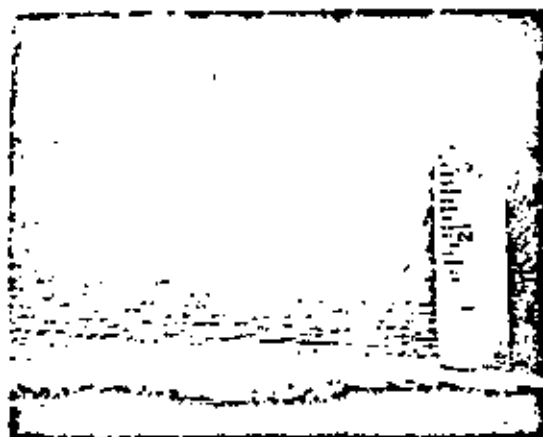


Figura 4.3 Una vista de primer plano de erosión incipiente por rachuelos, en un campo de trigo (arriba), y (abajo) una erosión por rachuelos bien desarrollada en un campo de algodón. Ambos lotes se tomaron en suelo de arcilla de tierra negra en el estado de Maharashtra, India.



55



Figura 6.6 La erosión del viento es producida por vientos fuertes que actúan sobre suelo arenoso seco. Las partículas de suelo se trasladan mediante saltos, suspensión y arrastres en la superficie. Arriba: Movimiento de partículas de arena durante una tormenta de arena. Abajo: Dunas de arena en el estado de Rajasthan, India, que se están estabilizando mediante árboles y arbustos (cortesía: Arriba: Agriculture Research Magazine, Estados Unidos. Abajo: Directorate of Public Relations, Rajasthan).

sión y el arrastre de la superficie, que están relacionados directamente con la velocidad del viento. Las partículas de suelo son levantadas de un lugar y arrastradas por el viento a otro, a menudo a centenares de millas de distancia. La erosión del viento origina tolvaneras, forma dunas de arena, entierra localidades con el depósito y crea condiciones más secas. La erosión del viento es común en la India y Paquistán, que forman la parte occidental de Asia tropical (véase la figura 6.6). No es común en otros países asiáticos tropicales, excepto en las riberas arenosas a lo largo de las costas del mar y de los lagos.

**EROSIÓN DE LAS RIBERAS DEL MAR.** Es causada por la acción del golpeo de las olas fuertes que combinan los efectos erosionantes tanto del viento como del agua.

## 5. CAUSAS DE EROSIÓN

La causa principal de la erosión excesiva es la eliminación de la cubierta de vegetación del suelo. La degradación máxima de la vegetación forestal

es producida por la tala indiscriminada y la quema subsecuente por incendios no controlados. Las tierras de pastos que se pastorean con exceso y quedan desnudas. En Camboya, la práctica nacional de quemar los bosques y las tierras de hierbas ha producido un empobrecimiento grave de la tierra.

El cultivo se ha extendido más allá de las vertientes sumamente pronunciadas. La agricultura permanente es posible en algunas tierras en declive, pero deben adoptarse prácticas aprobadas de conservación de suelos. El cultivo a lo largo de la pendiente aumenta el escurrimiento y la erosión. En muchos lugares la tierra no se está utilizando de acuerdo con su capacidad.



Figura 4.7 El cultivo del arroz en terrazas bancales es una práctica común en muchas zonas de colinas de Asia Tropical. En primer plano, el corte de la orilla de la corriente está mostrando cómo se hacen las terrazas a la manera indígena. Estas zonas en declive abrupto son más adecuadas para bosques, pero mientras los pueblos siguen habiendo continuado viviendo de esta manera. El cultivo a lo largo del declive en lugar de a lo largo del terreno, se acelera la erosión.

Las vertientes no se sitúan de conformidad con sus características y exigencias. La erosión del suelo es el resultado más espectacular de la mala administración de la tierra. En realidad, el suelo puede modificarse mucho para mejorar o empeorar, mediante actividades humanas (véase la figura 6.7).

**CULTIVO ROTATIVO.** Es la forma más extravagante de utilizar los suelos forestales ricos. Los bosques se talan y se queman y las zonas desmontadas se cultivan durante 2 a 3 años y después se abandonan durante 5 a 15 años y se desmontan de nuevo para el cultivo. La práctica es más común en las comunidades tribales. Está muy extendida en la mayor parte de los países asiáticos tropicales. Solo en la India, han sido afectadas de esta forma casi 9 millones de acres. En los distintos países la práctica es conocida localmente, como *chena* en Ceilán, *kaingin* en Filipinas, *ray* en Camboya, *taungya* en Birmania, *ladang* en Malasia y *jhumming* y *podu* en la India. El clima tropical es favorable por naturaleza para el desarrollo vegetal exuberante, y las zonas abandonadas pueden lograr un segundo desarrollo con rapidez, aunque la mayor parte del suelo fértil se pierde durante el periodo en el que se cultivan las tierras, ya que no se adoptan prácticas de conservación aprobadas.

## 6. EFECTOS DE LA EROSIÓN

Mediante la erosión se pierde el suelo y se agota su fertilidad (véase la figura 6.8). Se ha informado que la pérdida anual de fertilidad por erosión, es 20 veces más rápida que cuando se elimina por los cultivos. En general, el suelo eliminado por la erosión, tanto por el agua como por el viento, es más rico en nutrientes que el suelo original. Los suelos pasan a ser menos profundos, descienden los rendimientos y se crea un déficit de alimentos. También se origina un déficit de productos forestales y de tierras de pastos. Un estudio topográfico reciente sobre un área de unos 4 millones de acres en Java central oriental (Indonesia) ha revelado que casi el 36 por ciento de la zona está gravemente erosionada.<sup>2</sup>

A medida que el agua continúa arrastrando la parte superior del suelo, declina la productividad de la tierra. Los rendimientos de sorgo, en las condiciones secas de labranza de Sholapur (Maharashtra, India),<sup>3</sup> muestran que promedian 110 libras por acre en suelos profundos, 80 libras en suelos de profundidad media y solo 33 libras por acre en suelos en los que ha erosionado la mayor parte del suelo superior.

La mayor parte del agua escurre hasta el mar sin ser utilizada. Los estragos de la inundación se hacen más frecuentes, perjudicando tanto a la vida como a los bienes. Según un cálculo aproximado, la India pierde unos 500 millones anuales de rupias (100 millones de dólares más o menos)

<sup>2</sup> Dames, T. W. G., *The Soils of East-Central Java*, aportación de la Estación General de Investigación Agrícola, número 141:1-155, Bogor, Indonesia, 1955.

<sup>3</sup> Kanitkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, segunda edición ampliada, 1960, Nueva Delhi.

por daños de inundaciones. Las tierras fértiles se perjudican por la sedimentación. Las praderas y los depósitos se sufren mucho antes de su vida útil calculada. Con frecuencia se interrumpen las comunicaciones. Se secan los manantiales. En ríos y corrientes, el curso de agua es irregular. Disminuyen las existencias de aguas subterráneas. Inclusive, se modifica el clima y se establecen condiciones más secas. En definitiva, se debilita la economía y el poderío de la nación.

Una situación favorable en los países tropicales y subtropicales es el cultivo del arroz, porque implica prácticas que, por sí mismas, son antierosionales; por ejemplo, los campos de arroz limitados y en terrazas de los países asiáticos tropicales. En forma similar, existen zonas extensas con plantaciones de té, café, aceite de palma, cacao, hule y plátano, que también proporcionan cobertura suficiente contra la erosión. Grandes zonas en los trópicos y en los subtropicos tienen selvas densas, pero es necesaria una administración correcta para que no se establezca la erosión (véase la figura 6.9).

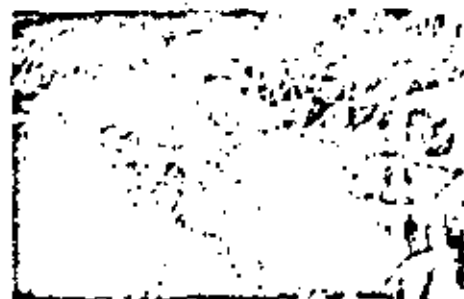


Figura 6.8 Arriba: Este tierra esolado los alguna vez una buena tierra de cultivo, pero un empleo demasiado intento combinado con la ausencia de prácticas aprobadas de conservación del suelo, han dado por resultado barrancos inútiles. La tierra es aún peor que inútil, es una amenaza pública porque el suelo erosionado de aquí ha ido a parar a un depósito hidroeléctrico y disminuido la vida útil del depósito.

## 7. CONSERVACIÓN DEL AGUA

La fuente principal de agua es la precipitación, pero no está distri-

Figura 6.8 Centro: En las tierras negras se presenta con frecuencia otro tipo de erosión en barrancos, conocida como perforación. Nótese dos agujeros en la superficie conectados con un túnel en el centro del primer plano.

Figura 6.8 Abajas: El mismo lugar que el del centro, pero un año más tarde. Nótese cómo toda la superficie del suelo por encima del túnel se ha derruido y que evidente es la barranca progresiva.

Figura 6.8 Abajas: El mismo lugar que el del centro, pero un año más tarde. Nótese cómo toda la superficie del suelo por encima del túnel se ha derruido y que evidente es la barranca progresiva.

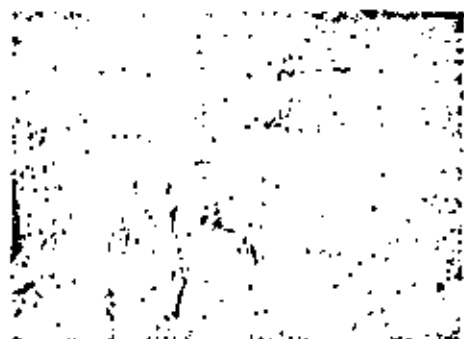




Figura 6.9 Una plantación de té bien administrada proporciona la cobertura adecuada para la tierra en declive como una defensa contra la erosión del suelo.

buida por igual y suficientemente en todas partes. En Asia tropical, aunque la precipitación anual total es muy elevada, el clima monzónico y las estaciones secas y húmedas alternas favorecen una distribución totalmente mala de la misma. Por consiguiente, la conservación correcta del agua es muy importante en esas condiciones tropicales. Para comprender la conservación del agua es necesario estudiar el ciclo hidrológico.

## 6. CICLO HIDROLÓGICO

El agua se mueve en un ciclo continuo del océano a las nubes, de éstas a la tierra y de ésta al océano y desde el estado líquido al de vapor y de nuevo al de líquido; se trata de una respuesta continua a leyes físicas y químicas de la naturaleza. Estos movimientos del agua se conocen como el ciclo hidrológico (véase la figura 6.10).

La mayor parte del aire del océano se traslada sobre la tierra y es desviado hacia arriba. A medida que se eleva la masa de aire húmedo, se enfría y disminuye su capacidad para retener vapor de agua. Entonces se condensa el vapor en gotas de lluvia que caen a la tierra. Parte de la lluvia es interceptada por las hojas de las plantas, parte escurre a las corrientes y parte entra en el suelo. Del agua que entra en el suelo, cierta cantidad



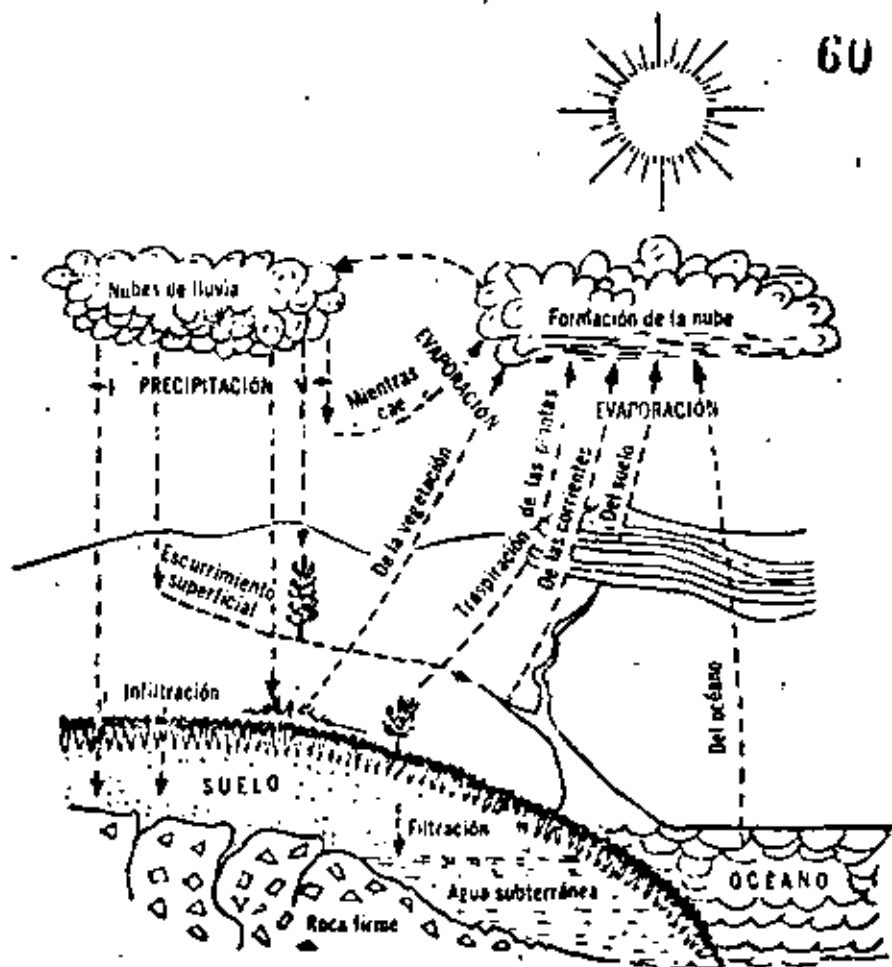


Figura 6.10 El ciclo hidrológico explica el movimiento del agua desde el océano a las nubes, a la tierra y al océano, y desde el líquido al vapor y al líquido, en respuesta a leyes físicas y químicas definidas.

es utilizada de inmediato por las plantas, cierta cantidad es almacenada para ser empleada posteriormente por las plantas y el resto desciende para rellenar el agua freática. Esta pasa a ser la fuente de agua para manantiales y pozos.

De la lluvia que llega al suelo, la cantidad que entra en el suelo y es retenida allí en forma obtenible, es importante desde el punto de vista del crecimiento de las plantas. Los suelos arenosos son capaces de retener más o menos media pulgada de agua disponible por pie de profundidad del suelo. Los suelos arcillosos retienen con frecuencia 2 pulgadas por pie.

Entre estos extremos se encuentran los loams y los loams limosos que son capaces de retener de 1 a 2 pulgadas de agua disponible por pie de profundidad del suelo. El hombre todavía no está en condiciones de controlar la lluvia, pero puede regular bastante bien su infiltración y escurrimiento mediante mejores prácticas administrativas. Hay que hacer esfuerzos para almacenar y conservar el agua de lluvia cuando la hay en abundancia, para períodos de mayor o menor sequía (tabla 6.4).

Tabla 6.4 *Distribución de la humedad del suelo bajo métodos locales y perfeccionados de cultivo (India)\**  
(Promedio en la temporada de siembra)

Lugar	Profundidad del suelo en pulg	Métodos locales de cultivo	Métodos perfeccionados de cultivo	Diferencia a favor de métodos mejores de cultivo
(Porcentaje de humedad sobre la base de secado al horno)				
Manjri (Maharashtra)	0-6	18.26	20.48	+2.22
Abril, 1927 a febrero, 1928	6-12	23.67	26.82	+3.15
Raichur (Mysore)	12-18	23.35	24.98	+1.63
	0-6	22.28	22.94	+0.66
	6-12	22.15	23.91	+1.76
Octubre, 1939 a febrero, 1940	12-18	20.82	21.76	+0.94
	18-24	20.76	21.08	+0.32
Rohtak (Panjab) (1917-1938)	0-12	7.17	10.82	+3.65
	12-24	8.43	12.42	+3.99
	24-36	10.27	13.07	+2.80

\* FUENTE: Kanitkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*. Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a. edición, 1960.

## 9. PRECIPITACIÓN Y PÉRDIDA DE AGUA

En virtud de una lluvia anual media de unas 42 pulgadas y una superficie total de tierra de 806 millones de acres, la fuente de agua de precipitación en la India asciende, en números redondos, a unos 2 830 millones de acrepies. El escurrimiento calculado de la mayoría de los sistemas fluviales es de unos 1 356 millones de acrepies. De esto, la India planeaba utilizar en 1965,<sup>4</sup> más o menos el 11 por ciento. Por consiguiente, es claro que todavía le quedaba un potencial considerable de agua utilizable que podía controlarse para el mejoramiento económico de la nación.

Se pierde el agua del suelo de cuatro maneras:

1. Escurrimiento superficial.
2. Movimiento descendente de las aguas de desagüe.

<sup>4</sup> *Third Five-Year Plan*, Comisión de Planificación del Gobierno de la India, Nueva Delhi, 1961.

3. Evaporación de las superficies del suelo.
4. Transpiración a través de las hojas de las plantas.

62

De estas causas por las que se pierde agua, el escurrimiento es, generalmente, la mayor y más perjudicial porque da origen a la erosión.

Es probable que las variantes en la precipitación de los promedios normales, la estación y el tiempo en que tiene lugar la precipitación determinen en buena parte la importancia de la conservación de la humedad del suelo. Los factores principales en la conservación de la humedad se relacionan con el aumento de la infiltración, la capacidad de almacenamiento del suelo y el descenso del escurrimiento y la evaporación.

El agua incontrolada es la causa principal de la erosión del suelo. Casi todos los métodos que tratan de la conservación del suelo son, en principio, los métodos para controlar y conservar el agua. Por tanto, los métodos de conservación del suelo y del agua se tratan juntos.

El trabajo de investigación sobre el escurrimiento y las pérdidas de suelo y los métodos adecuados para controlar estas pérdidas en los países de zonas tropicales se halla todavía en la infancia. Los resultados de la investigación desarrollada en climas moderados no pueden aplicarse directamente sin ensayos y modificaciones de acuerdo con las condiciones tropicales. No obstante, aquí presentamos algunos principios generales de la conservación del suelo y del agua.

## 10. MÉTODOS DE CONSERVACIÓN DEL SUELO Y DEL AGUA

La pérdida de suelo y agua bajo la vegetación natural es mínima; pero hay que limpiar de vegetación a las tierras y cultivarlas en favor de la población humana y animal siempre creciente y de las industrias en expansión. Con métodos adecuados de conservación del suelo y del agua, los recursos del suelo pueden utilizarse provechosamente de modo perpetuo.

Casi todas las medidas de conservación del suelo y del agua están encaminadas básicamente a reducir las pérdidas del suelo y del agua y a mantener y reforzar la productividad total del mismo. El requisito más importante es mantener la tierra bajo cubierta durante el mayor tiempo posible. Los principios cardinales de la conservación del suelo y del agua son incrementar la entrada de mayor cantidad de agua al suelo y reducir al mínimo la cantidad y velocidad del escurrimiento.

Para evitar daño adicional al suelo, es esencial que se detenga la tala immoderada de árboles, el pastoreo excesivo y el cultivo que exceda los límites de seguridad en las tierras en declive. Para controlar estas prácticas amenazadoras quizá fuera necesario promulgar leyes y proporcionar incentivos públicos.

Las prácticas empleadas por la común en la conservación del suelo y del agua son el cultivo en franjas, las rotaciones de cultivos, la cobertura con

paja y estiércol, la plantación de pastos y árboles, la labranza en perímetro, los bordes en ésto, el terracado, el empleo de dispositivos de excedentes, la construcción de estanques y depósitos, el control de barrancas y bordos de corrientes.

**CULTIVO EN FRANJAS.** Esta práctica, en lugar de hileras de cultivos que permiten la erosión, como el algodón y el sorgo, consiste en franjas alternas con cultivos de crecimiento próximo que controlan la erosión, como el cacahuete, otras leguminosas y pastos. El escurrimiento de agua y la erosión del suelo que tienen lugar en las franjas que exponen el suelo son impedidos y detenidos en gran parte en la franja que protege el suelo que sigue. Los experimentos en Sholapur (Maharashtra, India) han indicado que franjas, de 12 o 24 pies de ancho, de cultivos antierosivos como el *makti*, cacahuete con rendimiento de semilla del normal a 5 veces, alternadas con franjas de 72 pies de ancho de cultivos que permiten la erosión, como el sorgo, redujeron las pérdidas de suelo de un 7 a un 79 por ciento (*makti* es el frijol riñón, *Phaseolus Aconitifolius*).

La mejor franja obstaculizadora de la erosión fue una de 24 pies de ancho de *makti* con un rendimiento de semilla de 5 veces el normal. El cultivo en franjas es adecuado especialmente en tierras de ondulación suave con declives bastante uniformes. Algunos experimentos con sorgo de invierno en Maharashtra<sup>2</sup> (India) han tenido rendimientos del 40 al 100 por ciento más elevados en zonas cultivadas en franjas. El cultivo en franjas del campo, el cultivo en franjas de contorno, el cultivo en franjas al viento y el cultivo en franjas neutro son algunos de los tipos de cultivos en franjas (véase la figura 6.11).

**ROTACIONES.** Rotación significa producir un conjunto de cultivos en sucesión normal sobre el mismo campo en un periodo definido de tiempo. La producción continua de cultivos únicos causa más erosión. Una buena rotación debe incluir un cultivo en hilera abierta, granos pequeños sembrados en forma densa, una legumbre que se extienda o una mezcla de legumbre y hierba, y un cultivo de raíz profunda. Las rotaciones ayudan a la remoción de nutrimentos de manera uniforme desde profundidades mayores, a mantener el campo cubierto durante un periodo largo de tiempo y a reducir la erosión.

**CUBIERTAS CON PAJA Y ESTIÉRCOL.** Las diferentes clases de paja reduce al mínimo la evaporación y aumenta la absorción de humedad. Las capas de estiércol y rastrojo impiden la erosión y también suministran cierta cantidad de materia orgánica. Los resultados en el cinturón de lluvia de 20 pulgadas en Texas (Estados Unidos)<sup>4</sup> muestran que después de una lluvia de verano, la humedad penetró hasta 30 pulgadas en aquellos lugares en que se habían aplicado 16 toneladas de paja y estiércol por acre, y que solo penetró a 15 pulgadas donde no se había aplicado paja y estiércol.

<sup>2</sup> Kapiṭkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, segunda edición, 1960.

<sup>4</sup> Burnett, E. y C. E. Fisher, *Agronomy Abstracts*, p. 46, 1955.

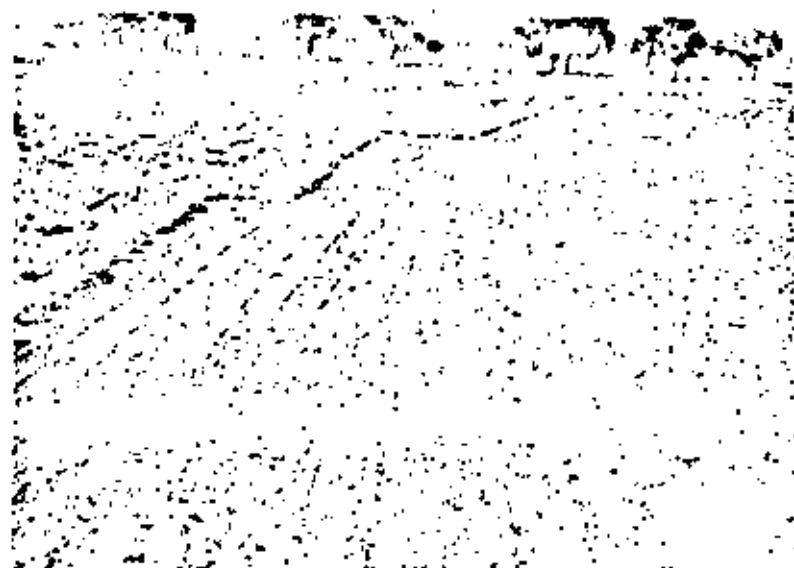


Figura 6.1) Cultivo de franjas de contorno con cultivo en los perifericos, muy efectivo para controlar las pérdidas de suelo y de humedad en tierras de ondulación suave con declives bastante uniformes. Los cultivos son cacahuete (izquierda) y jowar (derecha y primer plano). (Estado de Maharashtra, India).

Tabla 6.5 Efectos de la capa de estiércol y paja sobre la conservación de la humedad del suelo en Rohtak (Punjab, India)\*

Profundidad en pulg.	Control (sin capa)	Capa de estiércol y paja de Bajra		Capa de estiércol		
		2 pulg. espesor	4 pulg. espesor	2 pulg. espesor	4 pulg. espesor	6 pulg. espesor
Porcentaje de humedad sobre la base de secado al horno						
0-3	2.97	14.00	13.64	7.59	7.84	7.17
3-6	8.09	13.23	14.73	9.83	10.18	9.66
6-12	9.98	14.34	14.79	10.13	12.96	13.93

\* FUENTE: Kanjkar, N. V. y otros, *Dry Farming in India*. Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 2a. edición, 1960.

La tabla 6.5 muestra que una mezcla de estiércol y paja de *bajra*<sup>†</sup> fue mucho más eficaz para conservar agua que una capa de estiércol.

HIERNAS. Su dosel y profuso sistema de raíces protege fuertemente al suelo contra la erosión, aumenta la infiltración de agua y mejora las caracte-

<sup>†</sup> *Bajra* es el mijo perlá, *Pennisetum Typhoides*.

terísticas físicas (estructura) de los suelos. Pueden producirse hierbas en tierras que, de otra manera, no son aptas para la producción de cultivos. También se utilizan para proteger bordos, corrientes de agua, alineamientos de carreteras, zonas muy erosionadas, control de barrancas y para estabilizar dunas de arena. El pastoreo estacional controlado de acuerdo con la capacidad de sustento de las tierras de pastos es necesario en una administración correcta de tierra de pasto (véase la figura 6.12).

**BOSQUES.** Los bosques son uno de los medios más eficaces para conservar el suelo y el agua. Son los reguladores del flujo de agua en los manantiales, corrientes y ríos. Los bosques han de utilizarse de un modo planeado científicamente, en especial en zonas desnudas y adecuadas para la reforestación. La silvicultura agrícola es otro aspecto importante de la conservación del suelo y el agua. Para impedir la erosión por el viento es necesaria la plantación de árboles, en cinturones protectores, que sirvan como barreras contra el viento.

**PRÁCTICAS MECÁNICAS.** Estas constituyen diversas técnicas de ingeniería y estructuras que complementan las medidas biológicas. Estas prácticas reducen la velocidad del escurrimiento, retienen el agua durante más tiempo, proporcionan más oportunidad de absorción y permiten que el exceso de agua de escurrimiento fluya a velocidad no erosiva. Según el clima, el tipo de suelo, la situación de la tierra y las características hidrológicas de la zona, el diseño y los detalles de las prácticas mecánicas difieren en regiones distintas. Cuando se construyen y mantienen adecuadamente estas estructuras mecánicas mejoran la tierra durante un largo periodo de tiempo.

**LABRANZA EN EL PERÍMETRO.** Cuando las operaciones de arar, rastrillar, sembrar e intercultivar se realizan en los contornos, se llaman labranza en el

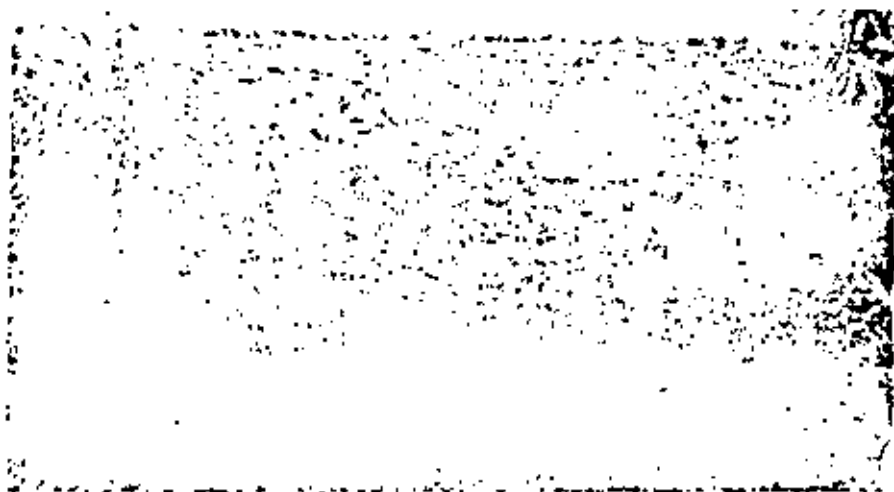


Figura 6.12 La estabilización de zonas muy erosionadas bajo hierbas (aquí bombó, principalmente) es una buena práctica de conservación del suelo y del agua.

perímetro (figura 6.11). En el cultivo de perímetro, cada surco que sea aproximadamente horizontal, intercepta el agua fluente y le permite que penetre en el suelo. En tierras con declive suave y en zonas de lluvia moderada, el cultivo en perímetro solo es bastante eficaz para la conservación del suelo y del agua. También se utiliza en combinación con otras medidas como el terracado, el bordeado y el cultivo en franjas. Los experimentos de cultivo en perímetro en regiones secas de Bellary (estado de Mysore, India) han dado del 10 al 15 por ciento de rendimiento excedente. Además, el cultivo en perímetro ayuda a economizar fuerza en las operaciones de labranza. El cavado de zanjas en forma continua o escalonada en declives pronunciados y el surcado en perímetros en declives más suaves, son prácticas adecuadas en la administración de selvas y tierras de pastos (véase la figura 6.13).

**BORDEADO DEL PERÍMETRO.** La pendiente de la tierra se recorta en lotes más pequeños y más horizontales si se construyen bordos de tierra de tamaño adecuado en los perímetros. Así, cada bordo retiene el agua de lluvia en cada lote. El tamaño, la sección transversal y el espaciado entre los bordos dependen de la naturaleza de la lluvia, del suelo y del declive de la zona. En las zonas de lluvia moderada son preferibles los bordos horizontales para ayudar a aumentar la absorción de humedad. En las zonas de lluvia intensa, los bordos se gradúan longitudinalmente para permitir la libre disposición del exceso de agua.

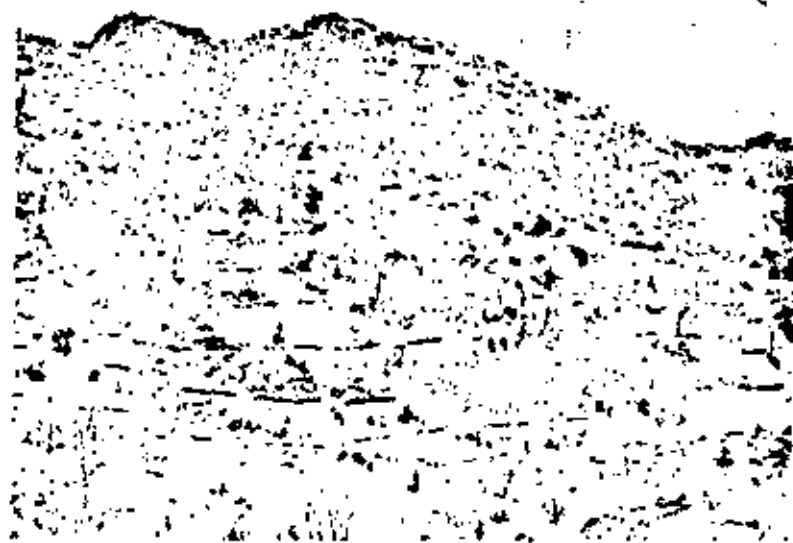


Figura 6.13 En la reforestación e forestación de zonas desnudas, los lincheros en el perímetro en las tierras en declive, son muy útiles para recoger agua de lluvia suficiente para asegurar un éxito mayor de los árboles e arbustos plantados.

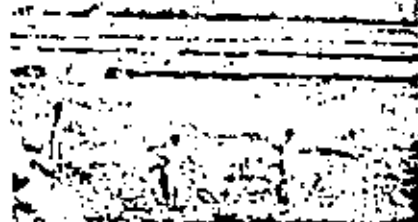


Figura 6.14 los diversos departamentos agrícolas de agricultura acostumbraron supervisar las construcciones de bordos. Arriba a la izquierda: Vista general de un campo que se ha bordeado por completo con compuertas adecuadas dispuestas para el escurrimiento excesivo de agua. Arriba a la derecha: Primer plano de una compuerta de desagüe de rocas sueltas bien construido para que fluya el exceso de agua retenido sin producir erosión. Abajo: Construcción de un bordo por aldeanos, trozada y estaqueado por el personal del Departamento de Agricultura.

En la India, el bordeado de perímetros constituye un aspecto importante de los programas de conservación del suelo y del agua. Son muy eficaces en tierras con declives hasta del 10 por ciento. Ya se demostró que el bordeado de perímetros solo aumenta los rendimientos del 20 al 30 por ciento (véase la figura 6.14).

**TERRACIADO.** Los principios y fines del terracado son los mismos que los del bordeado de perímetros; pero las terrazas se construyen con bases más anchas alternando canales y caballones a través del declive; estos caballones y terrazas pueden utilizarse también al sembrarse cultivos en su parte superior. Las terrazas horizontales, tipo retención, se construyen en zonas de poca lluvia para conservar más humedad y en las zonas de mucha lluvia se construyen ligeramente inclinadas para la libre disposición del exceso de agua. El terracado es una práctica común, en especial, en Estados Unidos. Por costumbre las terrazas solo se recomiendan en tierras de cultivo muy utilizadas y se hacen en pendiente.

**TERRACEADO ESCALONADO.** Es adecuado en pendientes con gradientes por lo general superiores al 15 por ciento. Se colocan en perímetros en forma de plataformas como escalones. Estas terrazas pueden ser como el tablero de una mesa inclinado hacia fuera, o inclinado hacia dentro, con o sin inclinaciones conforme a la lluvia, al suelo y demás características de



la zona. Terrazas escalonadas de muchos tipos están en boga en muchos países asiáticos tropicales. Estas terrazas siempre necesitan vías de desagüe adecuadas y un buen mantenimiento. Se ha descubierto que en suelos negros de algodón de la India y en suelos de margalita de Indonesia es difícil mantener los bordos y terrazas, a causa del agrietamiento excesivo que el suelo experimenta al secarse (véanse las figuras 6.7 y 6.15).

**DISPOSITIVOS PARA EXCEDENTES.** Para la eliminación sin riesgo del agua de escurrimiento excesiva, es esencial instalar estructuras de salida adecuadas en los lugares correctos, para que no se produzcan efectos perjudiciales como el arrastre de madera por el agua, la erosión, la formación de barrancas o el daño a otras estructuras de conservación. Algunos de los dispositivos importantes para los excedentes son los vertederos de desagüe, las zanjas de pasto y los canales de desviación (véase la figura 6.16).

Las prácticas como *guarnecer de hoyos* (cavar cavidades pequeñas a intervalos regulares en los perímetros), *marcar con hoyos*, *romper la capa dura del suelo* y *roturar el subsuelo* también permiten que penetre más agua al suelo y que aumente la capacidad de almacenamiento del mismo, lo cual disminuye el escurrimiento y la erosión.

**ESTANQUES Y DEPÓSITOS.** Los estanques y depósitos con diques de tierra o de mampostería en lugares adecuados con posibilidades de almacenar agua son prácticas recomendadas de conservación de agua. También son muy útiles, en cierto grado, como una medida de control de inundaciones.

En muchas partes de la India, son muy comunes los estanques comunales. Los depósitos construidos para irrigación media y principal también ayudan a la conservación del agua.

**CONTROL DE BARRANCAS.** El control y estabilización de las barrancas requiere bordos y canales de desviación para



Figura 6.15 Las terrazas escalonadas son bastante comunes en las tierras de colinas de Asia Tropical.

Arriba: Vista general de una estación de investigación de conservación de suelos en el Estado de Madras, India, que muestra toda una colina que ha sido terracedada en escalones.

Abajo: Primer plano de terrazas escalonadas con inclinación hacia adentro en tierra desmontada hace poco en el estado de Madras, India.





Figura 6.16 Una zanja con pasto en construcción para eliminar sin riesgos el exceso de agua de escurrimiento. Nótese que el césped de hierbas se ha plantado en franjas paralelas a unos 10 pies de distancia.

regular la extensión de las mismas, el declive de los costados de la barranca para establecer vegetación y estructuras permanentes y temporales adecuadas como presas de detención, verederos, canalones y bocas de caída. Las barrancas deben establecerse bajo vegetación permanente de árboles y de hierbas. A veces puede estabilizarse bien una barranca convirtiéndola en campo arrozero (véanse las figuras 6.17 y 6.18).

**CONTROL DE BORDOS DE CORRIENTES Y TORRENTES.** Las vueltas vulnerables de los márgenes de las corrientes deben protegerse disponiendo espalones, rompeolas, remaclados y muros de retención. Para la corrección de torrentes han de emprenderse obras como presas de derivación, canales pavimentados, diques y espalones. Por último, esas zonas deben estabilizarse bajo vegetación permanente.

Aunque la mayoría de las prácticas de conservación son eficaces individualmente en cierto grado, sin embargo, para un programa de conservación de suelos eficaz se necesitan invariablemente combinaciones adecuadas de diversas prácticas de acuerdo con las exigencias del problema y la necesidad y capacidad de una zona en especial. Algunas prácticas, en realidad, son complementarias entre sí. Las prácticas más eficaces son aquellas que permiten una pérdida anual de suelo menor a 3 toneladas por acre.

## 11. LABRANZA SECA EN LA INDIA

Sobre grandes zonas, que según se calcula cubren unos 140 millones de acres cultivados, la lluvia es escasa y de errática distribución. La conservación

correcta de la humedad y su utilización oportuna constituyen los problemas principales. La erosión del suelo es igual de problemática donde las tierras están en pendiente.

Práctica mejorada de labranza seca, desarrolladas como resultado del trabajo de investigación en la India, comprenden el bordeado, tanto perimetral como de lotes, para conservar más agua de lluvia y reducir la erosión; también abarran el arado, el rastreado, el intercultivo y el barbechado correctos, para aumentar la absorción de humedad y reducir las pérdidas por evaporación; asimismo, abarazan las variedades adecuadas de cultivos, las rotaciones, las menores proporciones de semillas, el espacio más amplio para la utilización máxima de la humedad disponible y el empleo de fertilizantes y abonos para obtener rendimientos más elevados. Los detalles de estas prácticas varían en las diferentes regiones según las exigencias de las condiciones locales.

En la India, el bordeado de perímetros solo ha acrecentado los rendimientos de los cultivos del 25 al 30 por ciento. En algunos de los ensayos prácticos de los agricultores en los que se superpusieron una baja

Figura 6.17 Arriba: Un arroyo que se ha controlado mediante una presa de piedras sueltas; además, el estanque suministrará agua para el ganado.

Abajo: A través del valle se ha construido una presa de concreto para ayudar a controlar las inundaciones y para proporcionar agua para las personas y el ganado de varias poblaciones de la India Central Oriental.

Figura 6.18 Para controlar un arroyo grande en la India, se ha construido una presa primitiva de roca suelta.



En el caso de las tierras de Khatkhat y Khatkhat, las producciones del papa de invierno y del algodón de verano aumentaron del 47 al 124 por ciento. En Rehanaheda\* en Uttar Pradesh (India), las tierras muy erosionadas que estaban abandonadas para la producción de cultivos, cuando se colocaron bajo tratamiento de conservación, ofrecieron aumentos continuos de rendimiento de más o menos un 500 por ciento en los últimos 10 años.

## 12. MÉTODO DE LA CUENCA

El método de la cuenca es importante porque a menos que la captación superior esté protegida, las medidas de conservación en la captación inferior están expuestas, con frecuencia, a perjuicios por escurrimiento no controlado de las zonas superiores. En realidad, la estabilidad del empleo de la tierra en los valles más bajos depende de la forma en que se utilicen las captaciones de colinas superiores. Además, el método de la cuenca conduce a la reducción de los peligros de inundaciones, un aspecto más amplio de la conservación. En un programa concienzudo de conservación del suelo y del agua, deben estudiarse topográficamente las cuencas, agruparse en clases de capacidad y planearse los tratamientos propios para cada clase de capacidad.

Por consiguiente, la conservación del suelo y del agua no es tan solo un método antierosión y antiescurrimiento, sino que más bien es un método comprensivo e integral de cambio del empleo descuidado y derrochador de estos recursos, a una utilización inteligente, protectora y productiva del suelo y del agua. De hecho, es un método preventivo, curativo y constructor mediante el cual pueden utilizarse estos recursos para producir el máximo sin desperdicio.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Arakeri, H. R., Chalam, G. V., Satyanarayana, P. y Donahue, Roy L., *Soil Manuement in India*, Asia Publishing House, Bombay, India, segunda edición, 1962.
2. *A Manual on Conservation of Soil and Water*, Departamento de Agricultura, Servicio de Conservación de Suelos, Manual de la Agricultura número 61, 1954.
3. Bennett, H. H., *Elements of Soil Conservation*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1933.

\* Khatkhat, N. V. y otros, *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1960.

† Khatkhat, A. D., *It Can Certainly be Done*, Rev. del Cons. del Suelo y el Agua en B. India, volumen 3, números 2 y 3, 1960, pp. 61-71.

4. F. A. M. Taylor, *Soil Conservation in the Tropics*, FAO, Roma, Italia, 1961.
5. Tolman, H. H., *Conservation of Soil Fertility in Netherland Indies*, Oficina de la Comunidad de Ciencia de los Suelos, con. 106, 16:195-197, 1949.
6. Hockensmith, R. D., compilador, *Water and Agriculture*, Asociación Estadounidense para el Avance de la Ciencia, publicación número 62, 1960.
7. Kashikar, N. V., Sirur, S. S. y Gokhale, D. H., *Dry Farming in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, segunda edición, 1960.
8. Lewis, R. O., *Soil Conservation in the Philippines*, un informe final, Misión de Operaciones de los Estados Unidos para las Filipinas, 1958.
9. Rama Rao, M. S. V., *Soil Conservation in India*, Consejo Hindú de Investigación Agrícola, Nueva Delhi, 1962.
10. Schwab, G. O. y otros, *Elementary Soil and Water Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1957.
11. Smith, G. H., compilador, *Conservation of Natural Resources*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1962.
12. *Soil Conservation—An International Study*, Organización de la Alimentación y la Agricultura (FAO) de las Naciones Unidas, Estudios Agrícolas número 4, 1952, Roma, Italia.
13. Stallings, J. H., *Soil Conservation*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1937.
14. Stefferud, Alfred, compilador, *Soil, the 1957 Yearbook of Agriculture*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, D.C.
15. Thorne, Wynne, compilador, *Land and Water Use*, Asociación Estadounidense para el Avance de la Ciencia, Washington, D.C., publicación número 73, 1963.
16. Winburne, John N., compilador en jefe, *A Dictionary of Agricultural and Allied Terminology*, imprenta de la Universidad del Estado de Michigan, East Lansing Michigan, Estados Unidos, 1962.

## Suelos ácidos

*Abonaban sus campos con una grada blanca que extraían de la tierra.*

VARRÓN, 116 a 28 a. C.

Los suelos son ácidos por una o más de las razones siguientes:

- 1) Lixiviación a causa de lluvia intensa,
- 2) Origen del suelo de material ácido,
- 3) Empleo de fertilizantes formadores de ácido, y
- 4) Acción microbiológica.

**LIXIVIACIÓN A CAUSA DE LLUVIA INTENSA.** La magnitud de la lixiviación es el factor principal involucrado al determinar si el suelo formado será, o no, ácido. La lluvia transporta la cal y otras bases hacia abajo más allá del alcance de las raíces de las plantas. Las regiones ácidas son las más susceptibles a la formación de suelos ácidos a menos que exista una acumulación grande de  $\text{CaCO}_3$  presente en el suelo. Así, los países que tienen una lluvia anual de 100 cm (40 pulgadas) o más, tienen un porcentaje elevado de suelos ácidos. El agua de lluvia que contiene dióxido de carbono del aire o del suelo disuelto es eficaz en especial para disolver y lixiviar el calcio del suelo.

**ORIGEN DEL SUELO DE MATERIAL ÁCIDO.** Algunos suelos se han desarrollado partiendo de materiales originarios que son ácidos, como el granito. También aquí, el efecto lixivador es predominante en la creación de acidez.

**EMPLEO DE FERTILIZANTES FORMADORES DE ÁCIDO.** Desde hace mucho tiempo, se sabe que el empleo de sulfato y de nitrato de amonio aumenta

la acidez de los suelos. Los iones de amonio del sulfato de amonio cuando se agregan al suelo reemplazan al calcio (el catión dominante) del complejo de intercambio; el sulfato de calcio formado puede perderse en la lixiviación. Por ejemplo, se necesitan 109 kilogramos de  $\text{CaCO}_3$  para neutralizar la acidez producida en el suelo con el empleo de 100 kilogramos de fertilizantes de sulfato de amonio.

La exigencia de cal para esos fertilizantes ácidos se satisface con el  $\text{CaCO}_3$  de reserva en el suelo. Si éste no contiene cal libre, los suelos se tornarían ácidos con el empleo constante de fertilizantes como el sulfato de amonio o el nitrato de amonio (tabla 9.1).

Tabla 9.1 Fertilizantes nitrogenados comunes y su acidez o basicidad

Material	N por ciento	Acidez equivalente *		Basicidad equivalente **	
		Por libra de N	Por 100 libras de material	Por libra de N	Por 100 libras de material
Nitrato cálcico de amonio	20.5	Fisiológicamente neutro en reacción			
Urea	46.0	1.6	74		
Nitrato amónico de sulfato	26.0	3.6	93		
Cloruro de amonio	25.0	5.1	128		
Sulfato de amonio	20.6	5.2	109		
Nitrato sódico	16.0			1.8	29

\* La acidez equivalente se refiere a las libras de carbonato de calcio puro necesarias para neutralizar los ácidos producidos en el suelo, partiendo de la cantidad de fertilizante indicada.

\*\* La basicidad equivalente se refiere a las libras de carbonato de calcio puro equivalente a la alcalinidad producida en el suelo a partir de la cantidad de fertilizante indicada.

**Acción microbiológica.** Varias clases de microorganismos se encuentran activos en el suelo. Estos originan muchos procesos, tales como la descomposición de los residuos orgánicos y la nitrificación. Como resultado de la actividad microbiana, constantemente se están formando ácidos. Estos, al liberarse, buscan una base o del  $\text{CaCO}_3$  libre o del complejo de intercambio. Si éste está poco saturado de bases, dichos ácidos no se neutralizan y hacen que la solución del suelo sea ácida.

## 1. EL pH DEL SUELO Y LA OBTENIBILIDAD DE NUTRIMENTOS

La relación general entre el pH del suelo y la obtenibilidad de nutrientes para las plantas aparece en la figura 9.1. Según este cuadro descriptivo es obvio que la escala de obtenibilidad máxima de los nutrientes primarios, nitrógeno, fósforo y potasio, así como de los nutrientes secun-

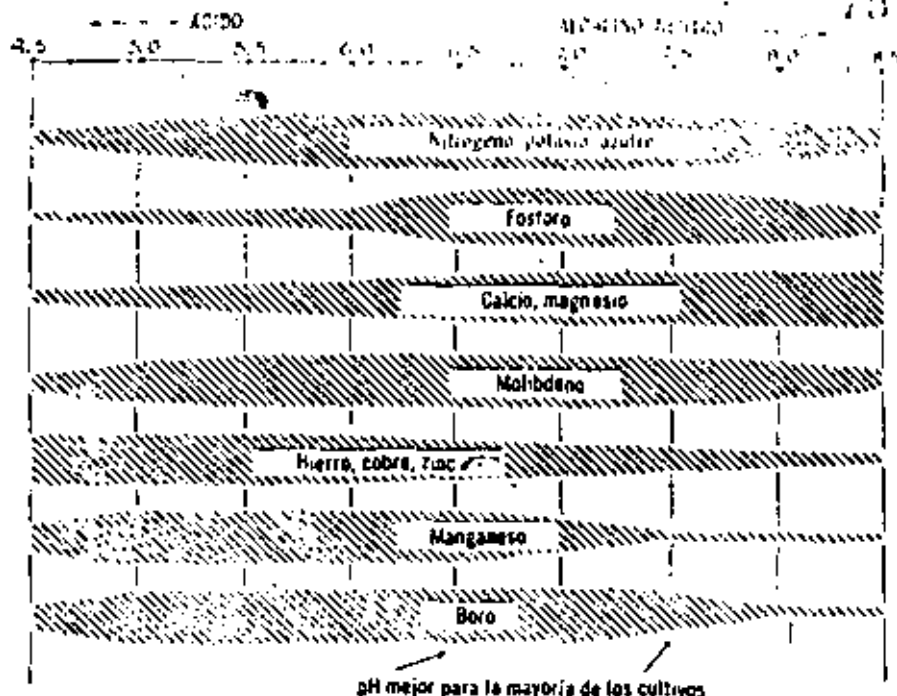


Figura 9.) Relación entre el pH del suelo y la obtenibilidad relativa de los nutrientes de las plantas. Cuanto más ancho es la barra, mayor es la obtenibilidad (copada de Truog).

darios, azufre, calcio y magnesio, se encuentra en un margen de pH de 6.5 a 7.5.

La obtenibilidad de los elementos menores, hierro, manganeso, boro, cobre, cloro y zinc, es mayor en el orden ácido que en el neutro o alcalino. Dado que las plantas necesitan pequeñas cantidades de estos nutrientes, las cantidades obtenibles en pH 6.5 a 7.5 son suficientes, por lo general, para el desarrollo satisfactorio de las plantas.

Con frecuencia, se presenta una deficiencia de boro cuando se agrega demasiada cal a un suelo ácido. Por el contrario, no existe deficiencia frecuente de molibdeno en los suelos ácidos, pero pasa a ser más obtenible cuando se encala el suelo.

Por consiguiente, se considera que un pH de 6.5 a 7.5 es el orden de pH en el que son obtenibles la mayoría de los nutrientes para las plantas. También los fertilizantes comerciales son obtenibles con más facilidad en este orden de pH.

La necesidad de cal depende de los factores siguientes:

El pH del suelo. Se necesita más cal en los suelos muy ácidos que en los suelos poco ácidos (tabla 9.2).



20/11/2023

Tabla 9.2 Escala de necesidad de cal mediante el método compensador

pH del suelo a compensar, hasta	Necesidad de cal, toneladas de CaCO <sub>3</sub> puro/acre	pH del suelo a compensar, hasta	Necesidad de cal, toneladas de CaCO <sub>3</sub> puro/acre
6.7	1.6	5.7	7.6
6.6	2.2	5.6	8.2
6.5	2.8	5.5	8.9
6.4	3.4	5.4	9.5
6.3	4.0	5.3	10.1
6.2	4.6	5.2	11.0
6.1	5.2	5.1	11.7
6.0	5.8	5.0	12.4
5.9	6.4	4.9	13.2
5.8	7.0	4.8	14.0

FUENTE: Shoemaker, H. E., McLean, E. O. y Pratt, P. F., *Buffer Method for Determining Lime Requirement of Soils with Appreciable Amounts of Extracted Aluminium*. Actas de la Sociedad de Ciencia de Suelos de Estados Unidos; 25, 274pp 1961.

Nota: Las cantidades de cal indicadas son suficientes para aumentar el pH del suelo hasta 6.8.

TEXTURA Y CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA. Aunque el pH nos da alguna idea en cuanto a la necesidad de cal, no revela nada respecto a la capacidad de compensación. Por tanto, al decidir la cantidad de cal necesaria, la textura y el contenido de materia orgánica son guías prácticas y no deben pasarse por alto. La arcilla y la materia orgánica aumentan la capacidad de intercambio de cationes y la capacidad de compensación. En un pH particular, un suelo arenoso necesitará menos cal que un loam arcilloso. La relación entre la necesidad de cal y la textura se muestra en

Tabla 9.3 Dosis recomendada de piedra caliza para las diferentes clases de texturas de suelo en Punjab, India

pH del suelo	Libras de piedra caliza necesarias por acre para clases diferentes de texturas de suelo		
	Loam arenoso	Loam	Loam arcilloso
5.0	1 125	1 687	2 625
5.2	975	1 462	2 275
5.4	825	1 237	1 925
5.6	675	1 012	1 575
5.8	525	787	1 225
6.0	375	562	875
6.2	225	337	525

FUENTE: Kanwar, J. S. y D. R. Bhunia, *Indian Farming* 9(2):27-28, Nueva Delhi, India (1959).

pH ÓPTIMO QUE REQUIEREN LOS CULTIVOS											
VALOR pH	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0
GRADO DE ACIDEZ/ALCALINIDAD	ÁCIDO						ALCALINO				
	Súper ácido	Muy ácido	ácido	Neutro	Neutro	Neutro	Súper alcalino	Alcalino	Alcalino	Súper alcalino	
<b>CULTIVOS DE CEREALES</b>											
CEBADA ( <i>Hordeum sativum</i> )											
ZORRA ( <i>Secale cereale</i> )											
MAÍZ ( <i>Zea mays</i> )											
AVENA ( <i>Avena sativa</i> )											
ARROZ ( <i>Oryza sativa</i> )											
TRIGO ( <i>Triticum vulgare</i> )											
<b>CULTIVOS DE LEGUMBRES Y LEGUMINOSAS</b>											
FABA ( <i>Vicia faba</i> )											
TRIGO ( <i>Triticum vulgare</i> )											
MAÍZ ( <i>Zea mays</i> )											
ALFALFA ( <i>Medicago sativa</i> )											
GUARANTE ( <i>Cyamopsis tetragonoloba</i> )											
SEMILLA DE SOYA ( <i>Glycine max</i> )											
<b>OTROS CULTIVOS</b>											
ALGODÓN ( <i>Gossypium hirsutum</i> )											
MAÍZ ( <i>Zea mays</i> )											
PATAÇA ( <i>Solanum tuberosum</i> )											
REMOLACHA ( <i>Beta vulgaris</i> )											
CAJALÚ ( <i>Phaseolus vulgaris</i> )											
PATAÇA ( <i>Solanum tuberosum</i> )											
CAJALÚ ( <i>Phaseolus vulgaris</i> )											
TRIGO ( <i>Triticum vulgare</i> )											

Figura 9.3 El pH óptimo para la mayor parte de los cultivos se encuentra entre 6.5 y 7.5. Sin embargo, la avena, el arroz y la linaza se desarrollan bien en un pH tan solo de 5.0, mientras que la cebada, la alfalfa y la remolacha azucarera se producen normalmente en un pH de 8.0 (Isaacs, Iqbal, Vladimír y Pegg, Harold J., *The Efficient Use of Fertilizers*, F.A.O., Roma, Italia, 1958).

### 3. CORRECCIÓN DE LA ACIDEZ DEL SUELO

La acidez del suelo es el resultado de la acumulación de un exceso de los iones H sobre los iones OH. La masa de iones H se mantiene en asociación estrecha con el complejo coloidal de arcilla y materia orgánica. Cuando se agrega cal al suelo húmedo, la solución del suelo pasa a estar cargada de iones de calcio. Estos iones de Ca activos cambian sus lugares con iones de hidrógeno en el complejo de intercambio. El hidrógeno se combina con los iones OH para formar agua neutra, con el CO<sub>2</sub> o el HCO<sub>3</sub> para formar H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> inestable que se cambia con facilidad en H<sub>2</sub>O y CO<sub>2</sub> (véase la figura 9.4).

Un método sencillo y exacto para medir la necesidad de cal puede obtenerse trazando una curva de compensación. El método se ha descrito bajo el título "Capacidad compensadora y curvas de compensación", capítulo 8,

### REACCIONES DE INTERCAMBIO DE CATIONES CUANDO SE ENCALA UN SUELO ÁCIDO

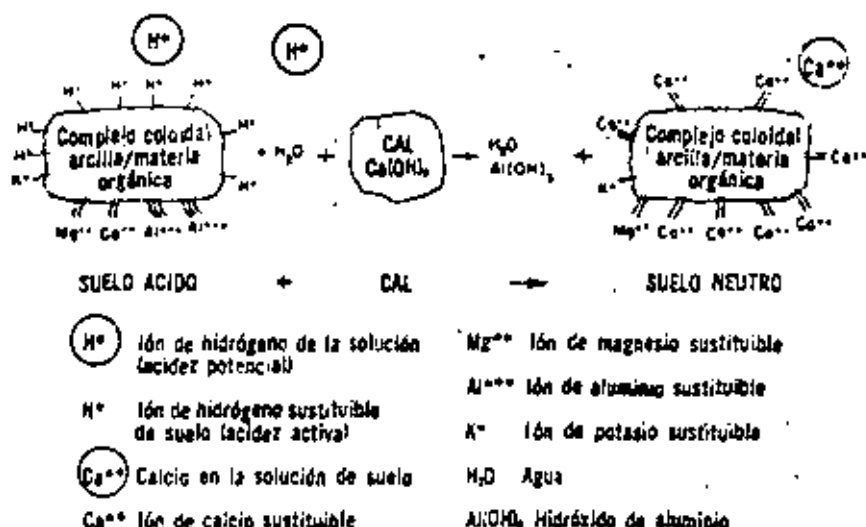


Figura 9.4 Cuando se encala un suelo ácido, el hidrógeno intercambiable en el complejo coloidal arcilla/materia orgánica y los iones de hidrógeno de la solución del suelo, son sustituidos por calcio. También el aluminio adsorbido es reemplazado por calcio (origen: 1957 Yearbook of Agriculture, United States Department of Agriculture, Washington, D.C.)

sección 5. Un cálculo sencillo de la necesidad de cal sería el siguiente: El pH de un suelo al que no se ha agregado ácido o base, es 5.0, y se desea elevar el pH en 1 unidad, es decir, a 6.0. Si la cantidad de base para elevar el pH de 5.0 a 6.0 (según la curva de compensación) es 0.15 m.e. por 10 gm de suelo, la necesidad de cal es:<sup>1</sup>

Necesidad de cal	= m.e. de base para 10 gm de suelo × 10 × 50 × 20
(como libras de $CaCO_3$ puro/acre)	= m.e. de base para 10 gm de suelo × 10 000.
	= 0.5 × 10 000 = 5 000 libras de $CaCO_3$ /acre.

Se han utilizado otros métodos para determinar la necesidad de cal de los suelos. Fundamentalmente, el método es el que sigue: se agita una cantidad conocida de suelo (de costumbre 10 gm) con una solución amor-

<sup>1</sup> El m.e. de la base para 10 gm de suelo se multiplica por 10 para 100 mg de suelo. La multiplicación posterior por 50 se hace para convertir los m.e. en mgm de  $CaCO_3$  por 100 gm de suelo.

Los mgm de  $CaCO_3$  por 100 gm de suelo se multiplican por 20 para convertirlos en libras de  $CaCO_3$  por acre, suponiendo que el peso de un corte de surco de un acre del suelo sea 2 000 000 de libras.

tiguadora; después de agitarla para alcanzar el equilibrio, se determina el pH de la suspensión. Partiendo del valor de pH de esta mezcla puede calcularse la cantidad de cal que se agregará a un acre de tierra.

Los investigadores experimentales han sugerido un método de compensación. En este método se agitan 10 gm de suelo con 20 ml de solución amortiguadora (que contiene 1.8 gm de nitrofenol, 2.5 ml de trietanolamina, 3 gm de cromato potásico, 2 gm de acetato de calcio y 53.1 gm de CaCl<sub>2</sub> en 800 ml de agua. El pH se ajusta a 7.5 con NaOH o HCl diluidos y la solución se completa hasta 1000 ml). La solución compensadora de suelo se agita durante 10 minutos en un agitador mecánico y se determina el pH de la solución. La necesidad de cal se calcula partiendo de la solución de suelos del pH de la solución compensadora. La escala se da en la tabla 9.2, página 201.

#### 4. EFECTOS DE CAL SOBRE EL SUELO

Los suelos muy ácidos no son suelos productivos. Para aumentar la productividad de los suelos ácidos, el encalado es el primer paso, por estas razones:

1. La cal hace más obtenible al fósforo. Esto sucede principalmente porque en los suelos ácidos el fósforo es fijado por el hierro y el aluminio solubles. El encalado reduce la solubilidad de ambos y por consiguiente se retiene menor cantidad de fósforo en estas formas insolubles e inobtenibles.

2. La cal hace más eficaz al potasio en la nutrición de la planta. Cuando es abundante, todas las plantas absorben más potasio del que necesitan. La cal reduce la aspiración excesiva de potasio. Desde los puntos de vista nutritivo y económico ésta es una buena práctica. Cuando abunda la cal, las plantas consumen más calcio y menos potasio. Dado que en las raciones animales habitualmente falta calcio y sobra potasio, es aconsejable aumentar el porcentaje de calcio en las plantas. Desde el punto de vista económico, la práctica del encalado es aconsejable, porque la planta absorbe más calcio barato y menos potasio caro.

3. La cal aumenta la obtenibilidad de nitrógeno al apresurar la descomposición de la materia orgánica.

4. La cal proporciona calcio y magnesio (si la cal es dolomítica) para la nutrición de la planta. Estos son dos de los 16 elementos esenciales para el desarrollo de la planta.

5. Las bacterias beneficiosas del suelo son estimuladas por suministros adecuados de cal en el suelo.

6. El aluminio, el manganeso y el hierro perjudiciales se tornan insolubles e inofensivos cuando un suelo está bien abastecido de cal.

7. Un buen programa de encalado durante un período de años mejora la condición física del suelo, ya que reduce su densidad de masa, aumenta su capacidad de infiltración e incrementa su velocidad de filtración de

agua. La información de la figura 9.5 revela que a mayor cal aplicada, mayor es el índice de filtración de agua que pasa a través del suelo.

8. Siguiendo un programa adecuado de encalado hay menos erosión del suelo. Este resultado se debe, fundamentalmente, al vigor y densidad mayor de las plantas, después de la aplicación de cal y a la mayor capacidad de infiltración de agua que reduce el escurrimiento e incrementa la cantidad de agua disponible para los cultivos.

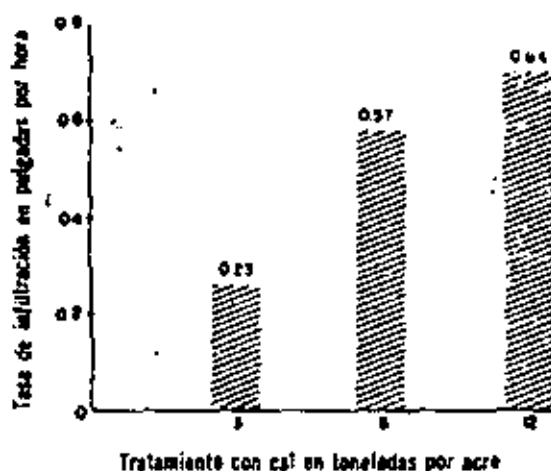


Figura 9.5 Relación entre la cantidad de cal aplicada y el índice de filtración (C. A. Von Doren y A. A. Kengel, *Effect of Management of Soil Permeability*, Sociedad de la Ciencia de Suelos de Estados Unidos, Actas, 14, 1952).

### 5. RESPUESTA DE LOS CULTIVOS A LA CAL

El empleo de la cal en suelos ácidos aumenta el rendimiento de la mayoría de los cultivos. En Formosa, las legumbres reaccionan muy bien; la caña de azúcar, presenta una reacción notoria a la aplicación de cal. El arroz de tierra baja responde de manera notable cuando el suministro de nitrógeno es pequeño. En campos experimentales prácticos simples de Formosa se encontró que 3 toneladas de cal por hectárea como preparación basal, aumentaron el rendimiento de grano de arroz en el 95 por ciento de los campos. En el 50 por ciento de los casos en Formosa, el aumento fue superior al 10 por ciento. En Formosa, los experimentos han demostrado que el encalado es recomendable, en general, en suelos con un pH inferior a 5.5.

En Ceilán la aplicación de 6 toneladas por acre de cal coralina apagada u 8 toneladas por acre de cal coralina molida, sobre suelos ácidos, de loam arcilloso oscuro, lateríticos, ha dado por resultado mayores rendimientos de 16 bushes por acre (más de 1 200 kg/hectárea). En Filipinas, una zona considerable es ácida y el encalado es más habitual en la caña de azúcar, el coco y las legumbres.

Experimentos llevados a cabo en Ranchi (Bihar, India) han demostrado que cuando los suelos son muy ácidos (pH de 5.3 a 5.6), la aplicación de cal aumentó en forma importante los rendimientos de maíz, trigo, garbanzo, soya y cacahuate. La tabla 9.4 y la figura 9.6 muestran el efecto del encalado en presencia o ausencia de fertilizantes. También fue satis-

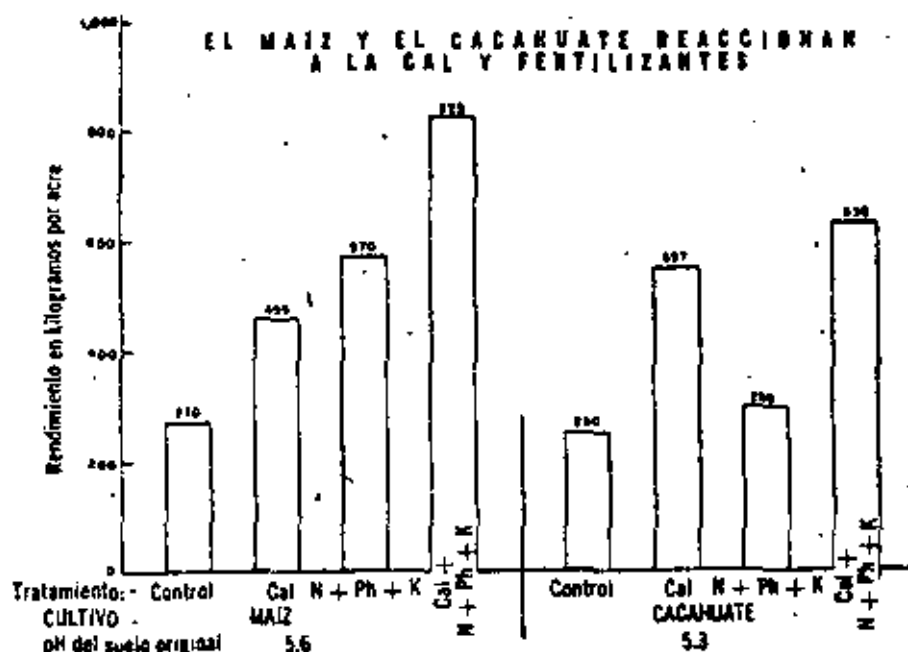


Figura 9.6 El maíz y el cacahuate en el estado de Punjab, India, responden a la cal sola, pero más a la cal con fertilizantes N + P + K, cuando el pH original variaba de 5.3 a 5.6 (para origen de las datos y otros datos y otros detalles, véase la tabla 9.3).

Tabla 9.4 *Rendimiento medio de cultivos durante 1958-1960 con tratamientos diferentes en las tierras altas de Ranchi, Bihar\**

Tratamiento	Cultivos y pH original del suelo				
	Maíz pH 5.6	Trigo <sup>b</sup> pH 5.6	Carbón pH 5.5	Soya pH 5.3	Cacahuate pH 5.3
	Kilogramos por acre				
Control	270	253	71	64	250
Cal <sup>b</sup>	455	318	170	345	557
NPK <sup>c</sup>	570	416	174	136	295
NPK + cal	825	580	408	547	636

\* Rendimiento medio de tres años (1957 a 1960).

<sup>b</sup> Cal (30 por ciento) aplicada por acre: 1 091 kg (2 400 libras) a suelo con pH 5.6, y 1 636 kg (3 600 libras) para pH 5.3.

<sup>c</sup> NPK para legumbres: N = 4.5 kg, P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> y K<sub>2</sub>O = 18.18 kg de cada uno por acre, por año, para cada cultivo.

NPK para no legumbres: N, P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> y K<sub>2</sub>O, 18.18 kg de cada nutriente por acre, por año, por cada cultivo.

\* FUENTE: Chakraborty, M., Chakravarti, B. y Mukherjee, S. K., *Liming in Crop Production*. Boletín 7, Sociedad Hindú de Ciencia de los Suelos, Nueva Delhi, India, 1961.

factoría la reacción al encalado del *jourar*, el *moang*, el *ashar*, el *masocr*, el *marua*, el algodón, la arveja, la cebada, la alianza y la mostaza.

El encalado de suelos ácidos dio como resultado no solo mayor producción de los cultivos, sino también una mayor aspiración de fosfato. Esta aspiración de fosfato aumentó más cuando se aplicaron al suelo fertilizante de fosfato en unión de fertilizante nitrogenado y de potasio (véase la figura 9.6).

Los experimentos en Jagdalpur (Madhya Pradesh, India) han demostrado la necesidad de encalar los suelos ácidos del distrito de Baltasar para aumentar la producción de los cultivos. En 1960, 1 000 a 1 500 libras de cal en combinación con 20 libras de nitrógeno por acre produjeron 3 268 libras de arroz palay por acre y el control (sin fertilizante ni cal) fue de 1 694 libras de arroz palay.<sup>2</sup>

La aplicación de cal a razón de una o dos toneladas por acre aumentó la producción de arroz palay en unos 250 kg por acre en Ponnampet y Shimoga (Mysore, India). En los suelos ácidos de estos lugares, el efecto de la cal como una corrección del suelo se ha estudiado en combinación con 3 niveles de cada uno de nitrógeno y fósforo. La respuesta media a los niveles de cal aparece en la tabla 9.5.

Tabla 9.5 La cal aumenta los rendimientos de arroz palay

Lugar	Año	Rendimiento sin cal	Aumento de rendimiento en niveles diferentes de cal		
			½ ton/acre	1 ton/acre	2 ton/acre
Kilogramos por acre					
Ponnampet, Mysore, India	1954-1955	1 040	67	353	
	1955-1956	1 170	112	185	
Shimoga, Mysore, India	1954-1955	893		92	229
	1955-1956	941		162	229

FUENTE: *Fertilizer Trials on Paddy*, I.C.A.R. Informe de Investigación número 1, 1959, Nueva Delhi, India.

Nota: Todos los terrenos recibieron nitrógeno (N) y fósforo (P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>) en 9.09 y 18.18 kg/acre, respectivamente.

En Ponnampet hubo una buena reacción a la cal correspondiente a una tonelada por acre en ambos años (1954 a 1955 y 1955 a 1956). La dosis de ½ tonelada por acre fue demasiado pequeña para producir una respuesta importante. En Shimoga, hubo reacción de importancia en ambos años, la reacción aumentó con el mayor nivel de cal.

<sup>2</sup> Actas de la reunión del subcomité de agronomía y ciencia de suelos del comité de investigación de Madhya Pradesh, celebrada el 17 de mayo de 1961.

La experiencia reciente en el Instituto Central de Investigaciónes Agrícolas de Coimbatore, India, se ha hallado que las altas ventas de caliza se justifican para incrementar los rendimientos de arroz y algodón, tanto en estas como en los cultivos, en presencia de una mezcla de nutrientes consistente en 1000 kg/ha de cal más 20 kilos de superfosfato  $P_2O_5/ha$ , más 0.25 kg/ha de molibdato de sodio.

También se han obtenido mayores rendimientos como resultado del encalado en los Estados de Assam y Madras (India).

Datos similares se han obtenido en E.U.A. y otros países. La prueba más convincente del efecto del encalado ha provenido de experimentos a largo plazo en las parcelas Morrow de la Universidad de Illinois, E.U.A. Las parcelas fueron trazadas en 1876. Los rendimientos de maíz en 1957 en parcelas sin tratamiento y en otras tratadas con cal y fertilizante NPK, fueron de 42 y de 106 bushels, respectivamente, por acre. No se sabe el pH inicial de las parcelas ya que no se disponía de los métodos modernos para determinar la reacción del suelo. No obstante, en 1955 las parcelas no tratadas tenían un pH de 5.0, mientras que el pH de las parcelas donde se había aplicado piedra caliza era de 6.4.

## 6. MATERIALES DEL ENCALADO.

Más del 90 por ciento de la cal agrícola es carbonato de calcio; parte es calcio y carbonato de magnesio y una cantidad mucho menor es óxido de calcio, hidróxido de calcio o ceniza de madera. Para un químico, la cal es óxido de calcio, pero para un agricultor y un agrónomo o científico de suelos, la cal significa de costumbre carbonato de calcio o el equivalente del carbonato de calcio.

Los materiales de encalado comunes son:

1. Piedra caliza cálcica ( $CaCO_3$ ), que es piedra caliza molida.
2. Piedra caliza dolomítica [ $CaMg(CO_3)_2$ ], derivada de piedra caliza molida rica en magnesio.
3. Cal viva ( $CaO$ ), que es piedra caliza quemada.
4. Cal hidratada (apagada) [ $Ca(OH)_2$ ], que proviene de cal viva que ha cambiado a la forma hidróxida al reaccionar con el agua.
5. La cal de concha de coral habitualmente se recomienda como agente de encalamiento en Ceilán, a causa de que se obtiene en abundancia.
6. Greda ( $CaCO_3$ ), que resulta de la piedra caliza blanda.
7. Escoria de altos hornos ( $CaSiO_3$ ) y ( $Ca_2SiO_4$ ), un subproducto de la industria del hierro. Algunas escorias contienen fósforo y una mezcla de  $CaO$  y  $Ca(OH)_2$ . Este producto se llama escoria básica y se valora en su mayor parte por su contenido de fósforo.
8. Otros diversos como ceniza de madera, cascara de algodón molida, lodo prensado y la cal subproducto que resulta de las fábricas de papel, mermas de azúcar, centralitas y plantas depuradoras de agua, y el subproducto  $CaCO_3$  de las fábricas de fertilizantes que utilizan el procedimiento del yero, como en Sialda Bihar, en la India.



El tipo de suelo y el tipo de cultivo, el suelo y el cultivo, el tipo de suelo y el tipo de cultivo, el tipo de suelo y el tipo de cultivo.

Los tipos de materiales de encalado se clasifican para proporcionar calcio, magnesio y manganeso, ya que reaccionan el  $\text{Ca}$  y hacen metales tóxicos al aluminio, al manganeso y al hierro. La selección del material de encalado se determina por el costo en relación con su pureza, la facilidad de manejo y la forma que determina la velocidad con la que la cal reacciona en el suelo.

## 7. MÉTODOS DE APLICACIÓN DE LA CAL

La forma más eficaz de utilizar la cal es aplicar cantidades pequeñas cada uno o dos años, pero este programa de encalamiento eleva el costo de aplicación. La práctica habitual de encalado consiste en un término medio entre lo que es más eficaz y lo que es más barato por tonelada de cal aplicada. La cal puede aplicarse con provecho en cualquier etapa del sistema de cultivo, pero normalmente es mejor aplicarla varios meses antes del cultivo que más la necesita.

El índice de aplicación de la cal debe determinarse siempre por medio de ensayo en el suelo. Aplicar dos toneladas por acre a un campo que necesita cuatro toneladas es una economía mal entendida, ya que puede haber poco o ningún provecho sobre un desembolso en efectivo considerable para semillas, fertilizante y cal. En forma similar, encalar un campo que no necesita cal no producirá ningún beneficio y puede ser perjudicial.

Es aconsejable que la cal recién extendida se mezcle bien con toda la capa de labranza. En suelos muy ácidos, en los que se necesitan de tres a seis o más toneladas de cal por acre, se recomienda que la mitad de la dosis se aplique antes de arar y la otra mitad se aplique y se revuelva después de arar. Cuando no sean necesarias más de dos toneladas de acre, puede aplicarse y revolverse toda la cantidad después de arar y antes de la siembra (véase la figura 9.7).

Cuando se aplican cantidades excesivamente grandes de cal a suelos arenosos pobres en humus, algunas veces se perjudica el desarrollo de las plantas. Esto puede deberse a cualquiera de estas causas o a una combinación de las mismas:

1. Deficiencia de boro.
2. Deficiencia de hierro, manganeso, cobre o zinc.
3. La disponibilidad de fósforo puede haberse reducido a un nivel bajo decisivo.
4. Puede haberse reducido la ingestión de potasio.

El daño por exceso de encalado puede reducirse mediante la aplicación de cantidades grandes de paja y estiércol, cortes de abono verde, residuos orgánicos en descomposición, fertilizante de fósforo, boro o una mezcla de ellos por temporadas.



Figura 97. En los suelos ácidos del estado de Mysore, en la India, se han extirpado hebras de los orzales del bosque y ahora se cultiva la caña y el arroz se labran en la superficie del suelo.

En Formosa se ha encontrado que encalar el suelo cuando su pH ya está por encima de 6.5 es perjudicial para el cultivo de arroz.

#### BIBLIOGRAFÍA

1. Anderson, Oswald B., compilador, *Far East Fertilizer Workshop*. Taipei, Formosa, E. U. A., Misión de seguridad mutua para China, 1960.
2. Ghoshabarty, M., Chakravarti, B. y Mukherjee, S. K., *Liming in Crop Production in India*, toleto 7, Soc. Hindi de Ciencia de los Suelos, Nueva Delhi, India, 1961.
3. Chang, H. T., compilador, *Soil and Fertilizer Uses in Taiwan*, comisión conjunta chinoestadounidense sobre la reconstrucción rural, industria vegetal, serie número 26, Taipei, Taiwan, China, 1961.
4. Isenberr, V. y Page, H. J., *Efficient Use of Fertilizers*, FAO, Estudios de Agricultura número 34, 1958.
5. *Liming Soil for Better Farming*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, toleto para agricultores número 2124, 1959, E.U.A.
6. *The Mottos Plot*, Universidad de Illinois, circular número 777, Universidad de Illinois, Urbana, Illinois, E.U.A., 1957.
7. Merrill, A. R. y Smalley, D. E., *The Cause and Nature of Overlapping Injury*, estación experimental de Vermont, toleto 100, 1950, E.U.A.
8. Merrill, A. R., Smalley, D. E. y Tomlinson, R. D., *Time and H. Use of Soil*, toleto 2124, FAO, Estudios de Agricultura, 34, 1958, E.U.A.

9. *Soil Fertility and Fertilizers*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, Washington, 1967.
10. Ingersoll, E. M., *Soil and Soil Fertility*, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1957.
11. Tisdale, S. L. y Nelson, W. L., *Soil Fertility and Fertilizers*, the MacMillan Co., Nueva York, 1956.
12. Woodie, H. A. y Turner, E. G., *Lime for South Carolina Soils*, circular del servicio de extensión de Carolina del Sur 378, 1952, E.U.A.
13. Yawalkar, K. S. y Agatwal, J. P., *Manures and Fertilizers*, Agri-Horticultural Publishing House, Nagpur, Maharashtra, India, 1962.

## Suelos salinos y alcalinos

*Debe conocer la manera de sembrar las semillas y las buenas y malas cualidades del suelo.*

MANU SMRITI, MÁS O MENOS DEL TIEMPO DE CRISTO.

Los suelos salinos y alcalinos se presentan con más frecuencia, pero no exclusivamente, bajo climas áridos. Esto se debe o a la presencia de un exceso de sales de sodio o al exceso del sodio entre las bases intercambiables. En algunos casos, las sales de potasio pueden hallarse presentes en cantidades apreciables, pero su presencia es desacostumbrada en esas cantidades. También los suelos salinos aparecen en zonas contaminadas por la sal del agua del mar.

Los suelos salinos y alcalinos se han clasificado como sigue:

**SUELOS SALINOS.** Originalmente fueron llamados suelos "alcalinos blancos". Los rusos los denominan suelos *solonchak*. En la actualidad, el término está siendo sustituido en forma gradual por suelos salinos.

Los suelos se clasifican como salinos, si la solución extraída de una masa de suelo saturada tiene un valor de conductividad eléctrica igual o superior a 4 milmhos/cm a 25 °C. Esta información se obtiene en un puente especial de sal, modelado de acuerdo con un puente Wheatstone común. La cantidad de sodio intercambiable en los suelos salinos es baja, menos del 15 por ciento; en consecuencia, el pH es inferior a 8.5.

Por lo general, los suelos salinos tienen una costra superficial de sales blancas, en especial en la temporada seca cuando el movimiento neto de la humedad del suelo es ascendente. Las sales disueltas en el agua se mue-

ven hacia la superficie, donde quedan como una costra cuando el agua se evapora. Estas sales blancas son en su mayor parte cloruros, sulfatos y carbonatos de calcio, magnesio y sodio. Los suelos salinos se hallan en estado flojulado y, en consecuencia, las sales excesivas pueden ser lixiviadas con facilidad hasta más abajo de la zona de raíces por el agua de riego.

**SUELOS ALCALINOS.** A menudo, estos suelos se han llamado suelos "alcalinos negros", porque son de este color, debido al efecto del contenido elevado de sodio que origina la dispersión de la materia orgánica.

El porcentaje de saturación de sodio intercambiable en los suelos alcalinos es mayor de 15; como resultado, el pH se encuentra entre 8.5 y 10.0. La conductividad está por debajo de 4 milhos/cm a 25 ° C, medida en un puente de sal. Localmente, muchas de las zonas se conocen como "manchas peladas", porque cuando se tira el suelo ligeramente mojado se convierte en rebanadas de surco con frentes y lisas.

A causa del gran contenido de sodio, tanto la arcilla como la materia orgánica se dispersan, el resultado es un relleno apretado de las partículas del suelo. El relleno apretado de las partículas reduce el tamaño y la cantidad de espacios porosos y como consecuencia el agua y el aire no se mueven con facilidad a través del suelo. La mala aereación y el contenido elevado de sodio, que con frecuencia es tóxico, hacen difícil y costoso recuperar los suelos alcalinos.

**SUELOS SALINOALCALINOS.** El término "salinoalcalino" se aplica a los suelos que son tanto salinos como alcalinos. Pueden ser más o menos abundantes en todas las etapas de transición, según la mayor o menor abundancia de sal o de pH. Por lo general, estos suelos tienen las características siguientes:

1. Una conductividad del extracto saturado mayor de 4 milhos/cm. a 25 ° C.
2. Sodio intercambiable en exceso del 15 por ciento.
3. Un pH variable, comúnmente superior a 8.5, según las cantidades relativas de sodio intercambiable y de sales solubles. Cuando las sales solubles son lixiviadas hacia abajo, el pH se elevará por encima de 8.5, pero cuando las sales solubles se acumulan de nuevo, el pH caerá de nuevo a 8.5.

## 1. FORMACIÓN DE SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

En las regiones áridas, donde hay poca lluvia y temperaturas elevadas, existe siempre una tendencia a la acumulación de las sales solubles cerca de la superficie. Durante la temporada lluviosa estas sales pueden moverse hacia abajo hasta las capas inferiores del suelo, pero después de la estación de lluvias, la evaporación intensa lleva de nuevo las sales a la superficie.

Las aguas subterráneas de las regiones áridas contienen, generalmente, cantidades considerablemente de sales solubles. Si el nivel de agua es alto, can-

Los iones más pesados de agua se mueven hasta la superficie por la acción capilar y se evaporan, dejando una acumulación cada vez mayor de sales solubles. Este proceso de acumulación de sales solubles impregna al suelo con grandes cantidades de sales y solo pueden desarrollarse cultivos resistente a la sal.

Las sales pueden haberse originado directamente por la interperización química de las rocas y haberse disuelto por las aguas superficiales y de filtración. Las sales pueden representar los restos de antiguos mares o lagos salados. Habitualmente, se originan de aguas freáticas salinas, ya sea en la vecindad de mares interiores o lagos salados o en depresiones, donde el agua subterránea está en o cerca de la superficie.

Las condiciones favorables para la formación de suelos salinos son: 1) un nivel alto de agua freática con una concentración de sal bastante elevada, 2) una temperatura alta y 3) una lluvia escasa. En consecuencia, los suelos de las regiones secas tienden a volverse cada vez más salinos, puesto que el agua subterránea permanece al alcance capilar de la evaporación desde la superficie del suelo.

Bajo el riego, los suelos salinos y alcalinos se han desarrollado por uno o más de los diversos medios, y se ha hecho así:

1. Cuando la aplicación excesiva de agua ha elevado el nivel del agua subterránea lo suficiente para permitir la concentración de sales del agua freática salina a través de la evaporación.
2. Cuando la filtración de canales, con escapes o canales laterales que corren a un nivel más alto, se ha convertido en un nivel elevado de agua freática y suelos salinos y alcalinos.
3. Cuando el agua de riego tiene un alto contenido de sal.
4. Cuando un mal desagüe conserva las sales en el suelo superficial e impide la lixiviación de las sales, y
5. Cuando el empleo de agua de riego es irregular, es decir, cuando produce inundaciones repentinas seguidas de sequía intensa. Cuando es limitado el suministro total de agua; esto dejaría también las sales en la zona de raíces.

Los suelos salinos pueden ser de dos clases: 1) suelos en los que las sales solubles contienen una cantidad importante de calcio y de magnesio. En éstos, el sodio no influye sobre los coloides. De ordinario, esos suelos tienen una buena reserva de carbonato de calcio; 2) la segunda clase de suelos está formada por aquellos en los que las sales solubles son, principalmente, sodio. Hay poca o ninguna reserva de carbonato de calcio en el suelo. En estos suelos, el sodio perjudica al complejo coloidal y tiende a aumentar el sodio intercambiable.

Con el riego, el suelo con poco o ningún carbonato de calcio pasaría a ser, en definitiva, un suelo alcalino, dado que la solución del suelo que es rica en sales de sodio aumentaría el sodio intercambiable. Este, siempre proporcionaría suficiente NaOH en la solución del suelo para hacer subir el pH del suelo por encima de 8.5.

Por consiguiente, hay tres etapas diferentes en la evolución de los suelos alcalinos. De las etapas son:

- a) Salinización.
- b) Suelo salinoalcalino.
- c) Alcalinización del complejo de intercambio (es decir, desalinización y formación de suelo alcalino intenso).

## 2. EFECTOS DESFAVORABLES DE LOS SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

De ordinario, los suelos salinos son improductivos, pero potencialmente productivos. Estos suelos no sostienen el desarrollo de las plantas, a causa, fundamentalmente, de las sales excesivas en la solución del suelo; esto, en virtud de la elevada presión osmótica impide la absorción de humedad y de nutrimentos en cantidades adecuadas. Esto se expone en la figura 10.1. Por lo tanto, en los suelos salinos el coeficiente de marchitamiento es alto y baja la cantidad de humedad obtenible. Un exceso de iones de sodio también ejerce efectos antagónicos sobre la absorción de calcio y magnesio.

En condiciones de suelo alcalino, el daño no se debe a la concentración de sal, ya que la conductividad de la solución del suelo es baja. El sodio adsorbido por la arcilla y los coloides orgánicos producen dispersión de la arcilla, lo que da por resultado una pérdida de estructura deseable y el desarrollo de un efecto amazoconado. Esos efectos sobre las propiedades físicas reducen el desagüe, la aereación y la actividad microbiana. El alto pH en los suelos alcalinos origina una reducción en la solubilidad y disponibilidad para las plantas del hierro, el cobre, el manganeso y el zinc.

En condiciones salinoalcalinas puede haber en realidad varias etapas de transición, desde alta salinidad y baja alcalinidad hasta baja salinidad y alta alcalinidad. En esas condiciones, los cultivos pueden padecer a causa de la salinidad elevada, así como de los efectos desfavorables de la alcalinidad.

## 3. AMPLITUD DEL PROBLEMA

La India tiene de diez a doce millones de acres de tierra que, prácticamente, no producen nada de valor debido a la influencia de las sales solubles o de la elevada acidez. Esas tierras se encuentran en las depresiones de las cuencas de los grandes sistemas fluviales. El riesgo es, por tanto, una bendición mixta; arrastra en su estela el problema de la inundación, de la salinidad y de la alcalinidad. El problema se presenta en especial en los Estados hindúes de Punjab, Uttar Pradesh, Madhya Pradesh, Rajasthan y Maharashtra.

Además de las tierras improductivas o casi estériles, existe también el problema del descenso de productividad. En muchos millones de acres

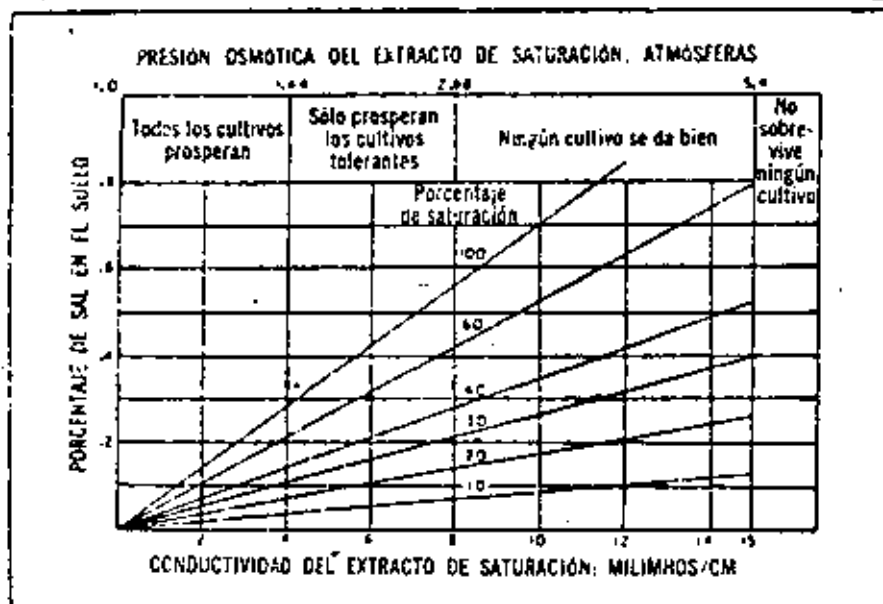


Figura 10.1. Representación gráfica de la relación del desarrollo del cultivo con la conductividad y presión osmótica del extracto de saturación, con el porcentaje de sal en el suelo (copiado de: *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, laboratorio de salinidad regional, Riverside, California, 1947).

puede haber un descenso en los rendimientos, aunque los síntomas de daños por la sal no sean aparentes.

**PAQUISTÁN.** El problema de los suelos salinos y alcalinos es grave en Pakistán Occidental. Los suelos salinos son muy comunes en Sind. Un estudio topográfico de los suelos en Sind mostró que casi el 30 por ciento eran demasiado salinos para desarrollar un cultivo sin tratamiento especial. Un contenido de sal del 1 o el 2 por ciento es muy común, pero algunos lugares pueden contener tanto como del 7 al 10 por ciento de sales solubles. La característica principal de los suelos salinos de Sind es que las sales contienen cantidades apreciables de calcio y magnesio, además de  $\text{NaCl}$  y  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . El suelo es también rico en carbonato de calcio y el desagüe es, en general, bueno.

**OTRAS PARTES DEL MUNDO.** El problema del suelo salino y alcalino no ha podido ser resuelto en varios países como Egipto, Sudán, U.R.S.S., China Septentrional, Holanda y en muchos Estados occidentales de E.U.A.

#### 4. RECUPERACION DE LOS SUELOS SALINOS Y ALCALINOS

Antes de iniciar la recuperación de suelos salinos o alcalinos, es esencial conocer lo siguiente:



- a) Salinidad del suelo;
- b) Calidad del agua de riego;
- c) Naturaleza y distribución de las sales en la zona de raíces del suelo;
- d) Nivel del agua del subsuelo;
- e) Condiciones de desagüe.

Lo más importante al juzgar la calidad de los suelos desde el punto de vista de la recuperación, consiste en saber si el suelo es salino o alcalino; si es alcalino, debe conocerse el grado de alcalinidad. Cuanto más elevado sea el grado de alcalinidad, mayor será la dificultad para recuperarlo.

Obtener una muestra representativa del suelo para su análisis químico es más difícil en los suelos salinos que en los no salinos. La razón se debe a la concentración desigual de las sales desde la temporada húmeda hasta la temporada seca, a la cantidad, calidad y repartición del agua de riego utilizada y a la variación de uno a otro tipo de suelo. El historial de la administración del campo constituye también un factor muy importante que debe registrarse. La muestra del suelo debe obtenerse de la zona de raíces de los cultivos.

Al juzgar la calidad del agua de riego, es importante tomar en consideración no solo el contenido total de sal soluble, sino también la proporción relativa del calcio con el sodio. Si esta proporción es elevada, ayudará a la sustitución de Na por iones de calcio en el complejo de intercambio.

El análisis del agua de riego debe incluir la determinación de la concentración de boro, que algunas veces se presenta en cantidades tóxicas. Por la misma razón, debe determinarse también la concentración de bicarbonato con relación a la concentración de calcio más magnesio.

En un estado de la India, por lo menos, antes de que un agricultor pueda obtener un préstamo para hacer una perforación o excavación de pozo, ha de obtener primero la autorización del Departamento de Agricultura. De los registros del suelo y de los análisis del agua, el departamento tiene información acerca de la adecuación del suelo para el riego y del agua en la zona en general.

Schoonover (1959), en su estudio de los problemas del suelo en la India, ha enumerado los siguientes requisitos técnicos para la recuperación de suelos salinos y alcalinos:

- 1) Desagüe adecuado.
- 2) Disponibilidad de agua suficiente para satisfacer el empleo en los cultivos y, a la vez, lixiviar la sal hasta por debajo de la zona de raíces en el suelo.
- 3) Administración del suelo mejor que la que comúnmente se lleva, para incluir la nivelación perfecta de la tierra, buen cercado para el riego y prácticas agronómicas adelantadas.
- 4) La protección y la recuperación han de emprenderse en grandes bloques. El establecimiento del desagüe y el desarrollo de suministros

tres millones de agua requerirán, de ordinario, obras públicas extensas, efectuadas en beneficio de zonas grandes.

- 5) Buena calidad del agua de riego. Es imperativo que la calidad de los abastecimientos de agua de riego de la India sea estudiada en forma sistemática.

### 5. RECUPERACIÓN DE SUELOS SALINOS

Los suelos salinos, en los que las sales solubles contienen cantidades apreciables de calcio y de magnesio, no se convierten en suelos alcalinos mediante la acción del agua de lixiviación. En esos suelos, la recuperación es bastante fácil. El problema principal es lixiviar las sales hacia abajo, más allá de la zona de raíces y fuera de contacto con el agua de riego subsecuente. Sin embargo, es importante que el desagüe del suelo sea bueno. Los suelos salinos de Sind (Paquistán) se han recuperado mediante el empleo de una aplicación intensa de agua de riego, ordinariamente con una dosis de 60 cm. No fue eficaz una aplicación de agua de menos de 60 cm; dosis más altas ya no redujeron el contenido de sal. El contenido original de sal del suelo era del 1 al 5 por ciento, pero mientras se utilizó una dosis mínima de 60 cm de agua en la inundación, el suelo quedó al final de la lixiviación con un contenido total de sal de más o menos 0.5 a 1 por ciento. Las sales residuales fueron principalmente sales de calcio que provenían del agua de riego, mientras que las sales originales del suelo eran, principalmente, de sodio. Estos suelos, después de la inundación, mantuvieron el desarrollo de las plantas, a pesar de que, a veces, el contenido de sal del suelo era elevado. Esto se debió a la superabundancia de las sales de calcio.

Es importante que se asilen las zonas salinas de acuerdo con la clase de textura (o mejor dicho, con la capacidad de desagüe). Si una parcela de tierra, principalmente formada por loam arenoso pero que tiene algunos lugares de suelo arcilloso, se somete a recuperación mediante inundación, el resultado después de ésta sería que se recuperaría el loam arenoso, pero no el suelo de arcilla. Esto se debe a que bajó más agua a través del loam arenoso y lixivió más sales hasta por debajo de la zona de raíces. Por tanto, se hace imperativo que se levanten bordos en torno de las parcelas de texturas diferentes o distintas capacidades de sagüe para que puedan aplicarse las cantidades adecuadas de agua de riego a cada clase de suelo para lograr la lixiviación deseada.

Los suelos salinos que no contienen sales de calcio solubles suficientes o buena reserva de carbonato de calcio se convertirían en suelos alcalinos al lixiviarse con el agua. Por consiguiente, en lugar de recuperar aumentaríamos las dificultades. En esos casos, es beneficiosa la agregación de sales de calcio, de preferencia yeso o piedra caliza. En presencia del sulfato de calcio, aumenta la cantidad de calcio en la solución del suelo, con el resultado de que el calcio desplaza al sodio del complejo de intercambio y tiene lugar un cambio físico favorable en el suelo.

Con frecuencia, los suelos salinos tienen un nivel alto de agua subterránea, una capa densa de yeso, o son de textura fina. Estas condiciones reducen el movimiento descendente del agua de riego y, por consiguiente, hacen difícil lixiviar las sales hasta la profundidad deseada debajo de la zona de raíces de la planta.

En los suelos salados con un alto nivel de agua freática es necesario un desagüe artificial, antes de que se pueda eliminar el exceso de sales. Algunas veces se emplea un roturador o arado profundo en suelos con capas impenetrables, con el fin de abrir el suelo para el movimiento descendente artificial del agua y de la sal.

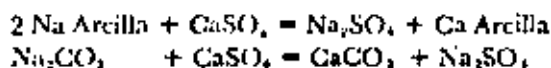
## 6. RECUPERACION DE LOS SUELOS ALCALINOS

En los suelos alcalinos, el sodio intercambiable es suficiente para hacer que el suelo sea casi impenetrable para el agua. No obstante, aun si el agua pudiera moverse con libertad hacia abajo en los suelos alcalinos, el agua sola no lixiviaría el exceso de sodio intercambiable. Este ha de ser sustituido por otro catión y lixiviado hacia abajo y fuera del alcance de las raíces de la planta.

Mediante el intercambio catiónico, a menudo se utiliza el calcio para sustituir al sodio en los suelos alcalinos (figura 10.2). De todos los compuestos de calcio, el sulfato de calcio (yeso) se considera el mejor para estos fines.

Aplicaciones de 18 toneladas de yeso por acre en Nevada, E.U.A., aumentaron la infiltración de agua y la profundidad de penetración de ésta. Tres años después de aplicar el yeso, penetraba la misma cantidad de agua hasta una profundidad de 19 pulgadas en el suelo que recibió yeso y hasta solo 10 pulgadas en el suelo que no lo recibió (figura 10.3). Esto dio por resultado una reducción del porcentaje de sodio intercambiable del 42 al 18 por ciento durante el periodo de tres años. Al mismo tiempo, la parcela sin yeso aumentó el sodio intercambiable del 50 al 53 por ciento (figura 10.4). Los rendimientos de heno subieron de 0.05 toneladas a 1.02 toneladas anuales por acre como resultado de la aplicación de yeso (figura 10.5).

Las reacciones presupuestas son:



El yeso convierte el suelo sódico en suelo cálcico y provoca un descenso aconsejable de pH y una mejoría en las condiciones físicas del suelo. Esto también mejora el desagüe.

Entonces, se procede a la inundación para eliminar el sulfato de sodio proveniente de la reacción con el yeso.

- 1 Demasiado sodio incorporado a las partículas de arcilla tiende a hacer que las partículas se compriman entre sí en tal forma que el agua no pueda atravesar el suelo



- 2 Los materiales azufros proporcionan calcio soluble que reemplaza el exceso de sodio adsorbido



- 3 Esta sustitución permite que las partículas del suelo se agrupen por sí mismas, de suerte que se forman mayores espacios porosos



Cuando el suelo es anegado, el agua puede atravesar y lavar el exceso de sales, inclusive al sodio

Figura 102 Cómo recuperan el calcio soluble los suelos alcalinos (fuente: Daniel G. Aldrich Jr. y Schoonover, W. R., *Gypsum and Other Sulphur Materials for Soil Conditioning*, Estación Agrícola Experimental de California, Circular 400, 1951).

En casos extremos de alcalinidad elevada, la reducción de pH se realiza mediante el empleo de ácido sulfúrico. No obstante, el proceso de recuperación necesitaría de un proceso de expertos y, de ordinario, sería muy costoso.

También se utiliza el azufre para reducir la alcalinidad. Se rocía azufre sobre el suelo y se oxida para formar ácido sulfúrico que convierte el carbonato de sodio en sulfato de sodio; y carbonato de calcio, ya presente o agregado de manera artificial, para formar  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ . El calcio

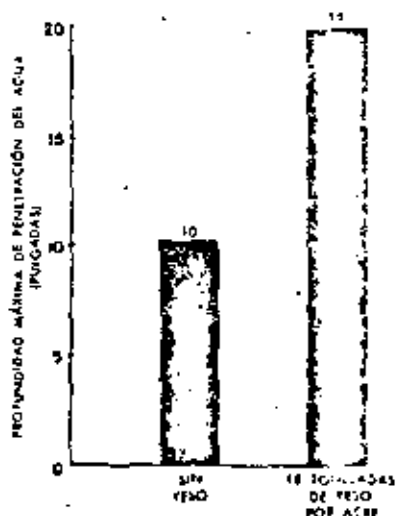


Figura 10.3 El yeso aumenta la infiltración de agua en los suelos. Profundidad máxima de penetración del agua de seis riegos (Clyde E. Houston y otros, *Gypsum for Improving Alkali Soils*, Estación Agrícola Experimental de Nevada, Circular 7, 1955).

sustituye al sodio. El sulfato de sodio se elimina por lixiviación. La agregación de materia orgánica ayuda a que baje el pH, mejorando la estructura del suelo y a que aumente la capacidad del suelo para suministrar nitrógeno disponible para los cultivos. La materia orgánica es útil en especial cuando se agrega azufre para corregir la alcalinidad. La materia orgánica proporciona alimento para las bacterias que estimulan la oxidación del azufre hasta la forma de sulfato. También se ha utilizado con éxito la combinación de azufre, abono orgánico y yeso.

En la tabla 10.2 se ofrecen las cantidades de yeso y de azufre necesarias para sustituir cantidades diferentes de sodio intercambiable. Puede verse que se necesita una gran cantidad de yeso o de azufre para recuperar los suelos alcalinos. Por ejemplo, para eliminar 5 m.e. de sodio intercambiable por 100 gm de suelo, se necesitarían 8.6 toneladas de yeso o 1.6 tone-

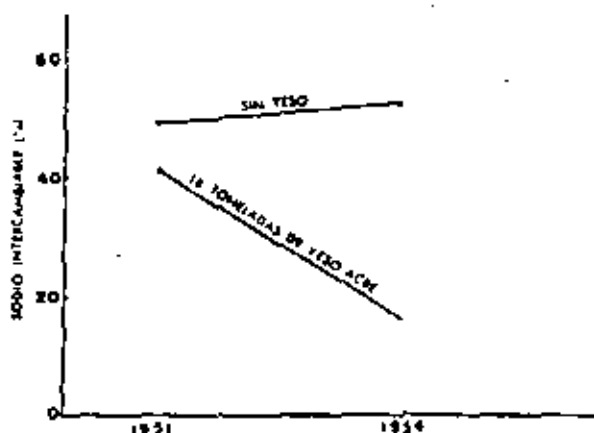


Figura 10.4 El yeso reduce el porcentaje de sodio intercambiable en los suelos (el suelo fue muestreado a una profundidad de 30 pulgadas) (Clyde E. Houston y otros, *Gypsum for Improving Alkali Soils*, Estación Agrícola Experimental de Nevada, Cir. 7, 1955).

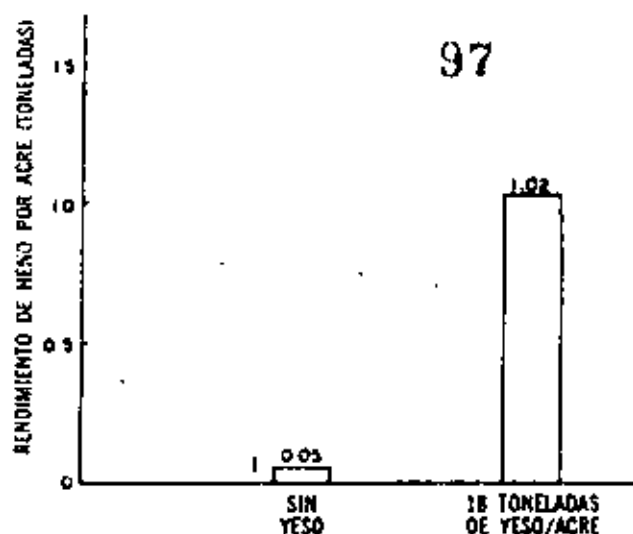


Figura 10.3 El yeso aumenta el rendimiento de heno (terrojo seco) (una aplicación tres años antes) (Clyde E. Houston y otros, *Gypsum for Improving Alkali Soils*, Estación Agrícola Experimental de Nevada, Circular 7, 1953).

ladas de azufre por acrepie de suelo. En promedio, por cada miliequivalente de sodio a sustituir se requieren 1.7 toneladas de yeso o 0.32 tonelada de azufre.

Kanwar y sus colaboradores en la India proporcionando pruebas de la relación del sodio + potasio intercambiables con la necesidad de yeso de los suelos en el distrito de Karnal en Punjab. Esta relación aparece en la figura 10.6. Estos resultados poseen casi las mismas necesidades de yeso que los del laboratorio de la salinidad de Estados Unidos, las cuales se muestran en la tabla 10.1.

Chawla hizo una serie de estudios de cultivo en maceta con trigo en suelo salinoalcalino, al que se agregaron porcentajes diversos de la necesidad de yeso. El resultado aparece en la figura 10.7

Dhar, en la India, ha recuperado con éxito suelos alcalinos con el empleo de melaza. Recomienda el uso de 2 toneladas de melaza por acre en unión de 1 a 2 toneladas de lodo prensado (un producto de desperdicio de la industria azucarera) y de 50 a 100 libras de  $P_2O_5$  por acre en forma de escoria básica. La melaza proporciona la fuente de energía para los microorganismos que en la fermentación producen ácidos orgánicos. Estos reducen la alcalinidad y aumentan la obtenibilidad de fosfato. La agregación del lodo prensado que contiene calcio produce sales solubles de calcio que ayudan a reducir el sodio intercambiable. En condiciones de buen abastecimiento de fosfato disponible, también se beneficia la fijación de nitrógeno.

**Tabla 10.1** *Cantidades necesarias de yeso y azufre para sustituir las cantidades de sodio intercambiable en la recuperación de suelos*

Sodio intercambiable m.e. por 100 gm de suelo	Yeso, toneladas/acrepie (4 000 000 de lb de suelo)	Azufre, toneladas/acrepie (4 000 000 de lb de suelo)
1	1.7	0.32
2	3.4	0.64
3	5.2	0.96
4	6.9	1.28
5	8.6	1.60
6	10.3	1.92
7	12.0	2.24
8	13.7	2.56
9	15.5	2.88
10	17.2	3.20

FUENTE: Richards, L. A., compilador, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*, Manual de Agricultura número 60, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, p. 49, 1954.

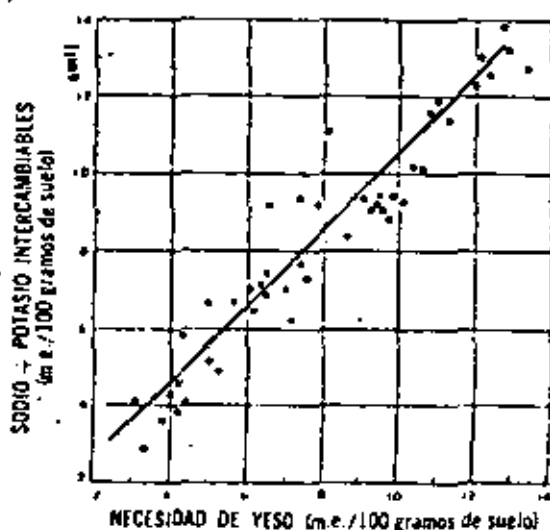


Figura 10.6 La relación entre el sodio más potasio intercambiables en los suelos salinos y su necesidad de yeso (Fuente: Kanwar, J. S., Sehgal, J. L. y Bhunia, D. R., Relationship Between Indices of Saline-Soil, *Rev. de la Soc. India de Ciencia de los Suelos*, vol. 31, núm. 1, pp. 39 a 44, 1963).

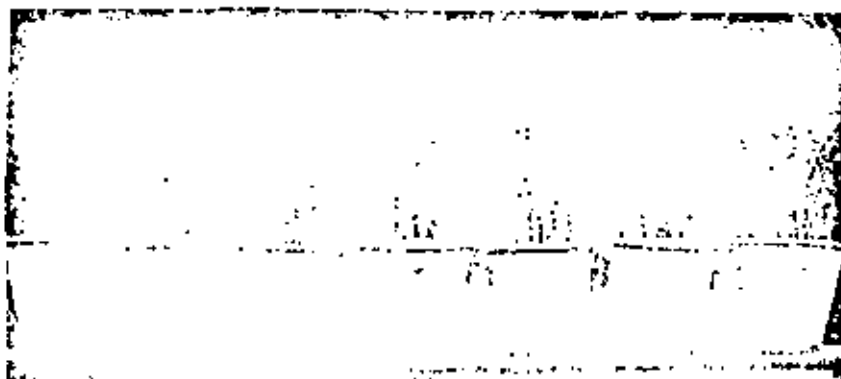


Figura 10.7 Trigo en un suelo salinoalcalino con un pH de 10.3, una conductividad eléctrica de 2.0 mhos/cm y un porcentaje de Na + K intercambiables de 10.4 m.e.; reaccionó a las diversas aplicaciones de yeso, de la manera siguiente.\*

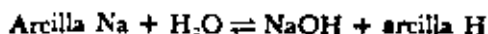
- T<sub>0</sub> = Sin yeso
- T<sub>1</sub> = 10 por ciento de la necesidad de yeso.
- T<sub>2</sub> = 15 por ciento de la necesidad de yeso.
- T<sub>3</sub> = 30 por ciento de la necesidad de yeso.
- T<sub>4</sub> = 50 por ciento de la necesidad de yeso.
- T<sub>5</sub> = 70 por ciento de la necesidad de yeso.
- T<sub>6</sub> = 100 por ciento de la necesidad de yeso.

\* La necesidad de yeso determinada mediante el método Schoonover era de 9.07 toneladas de yeso por acre.

Fuente: Chawla, V. K., *Study of the Effect of Gypsum and pressmud on the Physico-Chemical Properties of Saline-Alkali Soils of the Punjab* (tesis no publicada Cienc. M. Universidad de Punjab, 1960).

## 7. SUELOS SOLODI O ALCALINOS DEGRADADOS

La hidrólisis del suelo sódico (suelo alcalino) con la producción de hidróxido de sodio implica la formación de suelo hidrogenado:



En ausencia de carbonato de calcio, tiene lugar la degradación del suelo hidrogenado en ácido silícico y sesquióxido. Esta situación surge en suelos con lluvia excesiva. El proceso es similar a la podzolización en la que los sesquióxidos son lixiviados hasta las capas inferiores. Los autores rusos llaman solodi a estos suelos degradados; el proceso se denomina *solodización*.

Esos suelos se recuperan mediante el empleo de cal, ayudada por el uso adecuado de fertilizantes para hacer que desaparezcan las deficiencias de nutrientes de las plantas.



Tabla 10.2 Tolerancia relativa de los cultivos a la sal\*

<i>Mucha tolerancia a la sal</i>	<i>Tolerancia media a la sal</i>	<i>Poca tolerancia a la sal</i>
	<i>Cultivos extensos</i>	
Cebada (grano)	Trigo (grano)	Frijol (de campo)
Remolacha azucarera	Arroz	
Algodón	Sorgo (grano)	
	Maíz	
	Lino	
	Girasol	
	Higuera	
	<i>Cultivos para forraje</i>	
Zacatón alcalino	Térbol dulce, blanco	Térbol blanco
	Alfalfa	
	<i>Frutas</i>	
Dátil	Granada	Pera
	Higo	Manzana
	Aceituna	Naranja
	Uva	Toronja
	Melón de cáscara rugosa	Ciuela
		Albaricoque
		Fresa
		Limón
		Aguacate
	<i>Vegetales</i>	
Acelga	Tomate	Rábano
Col	Braqui	Apio
Espárrago	Repollo	Judías verdes
Espinaca	Coliflor	
	Lechuga	
	Maíz tierno	
	Zanahoria	
	Cebolla	
	Guisantes	
	Calahaza	
	Pepino	

\* FUENTE: Richards, L. A., compilador, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*. Manual de Agricultura número 60, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, 1954.

Nota: En cada grupo, las plantas nombradas primero son más tolerantes y las últimas son más sensibles a la sal.

## 8. TOLERANCIA DE LOS CULTIVOS A LA SAL

101

En algunas circunstancias quizá no sea posible reducir el contenido de sal de los suelos para permitir el desarrollo de cultivos sensibles. La alternativa es elegir cultivos que toleren la sal.

El personal del Laboratorio de Salinidad de Estados Unidos en Riverside, California, elaboró una clasificación de las plantas de acuerdo con su tolerancia a la sal. La tabla 10.2 expone esta lista de plantas en tres grados de tolerancia y para cuatro tipos de cultivos, a saber: cultivos extensos, cultivos de forraje, frutas y vegetales. En cada grupo el cultivo más tolerante figura en la parte superior de la lista y el más sensible en la parte inferior.

Puesto que esta clasificación de la tolerancia a la sal de los cultivos fue establecida en Estados Unidos, debe ser razonablemente correcta para Asia Tropical. Sin embargo, la tolerancia a la sal de los cultivos tropicales que no están incluidos en ella debe establecerse mediante la investigación.

De los cultivos extensos, la cebada para grano, la remolacha y el algodón son los más tolerantes a la sal, mientras que los frijoles de campo son los más sensibles. Otros cultivos, principalmente los granos pequeños, poseen un grado intermedio de tolerancia a la sal. Los tréboles dulces y la alfalfa presentan una tolerancia intermedia.

El dátil es la única fruta conocida que es muy tolerante a los suelos salinos. Cinco frutas poseen una tolerancia intermedia; aparecen en la tabla y son: la granada, el higo, la aceituna, la uva y el melón de cáscara rugosa. La mayoría de las frutas son sensibles a las concentraciones de sal en el suelo.

La acelga, la col, el espárrago y la espinaca se enumeran como muy tolerantes a la sal, mientras que el rábano, el apio y los guisantes son sensibles.

La mayor parte de los vegetales tienen una tolerancia promedio.

La tolerancia general de las plantas a la sal aparece en la figura 10.8 en relación con la escala de conductividad eléctrica. La conductividad del extracto de saturación del suelo se mide en miles de ohmios recíprocos a

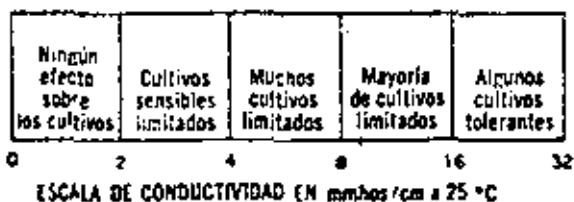


Figura 10.8 Relación entre el contenido de sal de los suelos y la reacción general de los cultivos (origen: *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils*, personal del Laboratorio de Salinidad, Manual de Agricultura núm. 60, Departamento de Agricultura de Estados Unidos, 1954).

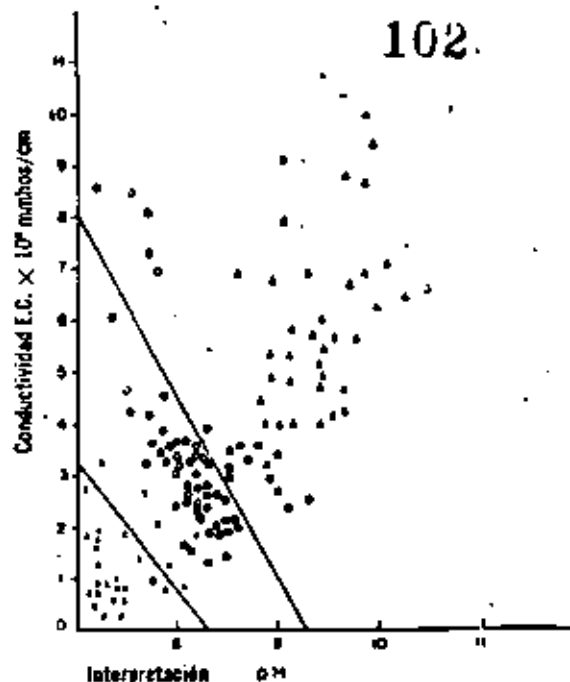


Figura 10.9 Desarrollos de cultivos en la India con relación al pH y la conductividad (contenido de sal) del suelo.

(Agarwal, R. R. y Yadav, J. S. P., revista de la Sociedad Hindú de Ciencia de los Suelos [42], pp. 141 a 146, 1956).

- X Los cultivos se desarrollan normalmente
- O Desarrollo del cultivo impedido
- Δ El cultivo no se desarrolla

una temperatura normal (25 ° C). De conformidad con esta figura, las concentraciones de sal representadas por lecturas de 0 a 2 no tienen influencia sobre el desarrollo del cultivo, de 2 a 4 limitan el crecimiento de los cultivos sensibles, de 4 a 8 limitan muchos cultivos, de 8 a 16 limitan la mayor parte de ellos y las concentraciones de sal representadas por lecturas de 16 a 32 impiden el desarrollo satisfactorio de todos los cultivos, los más tolerantes a la sal.

Agarwal y Yadav (1956) idearon una escala de salinidad y alcalinidad para valorar la reacción de los suelos salinoalcalinos de la India. Esta se basa en trabajos realizados en campos de cultivadores en el distrito de Kanpur, Uttar Pradesh. Esta escala aparece en la figura 10.9.

#### BIBLIOGRAFÍA

1. Greene, H., *Using Salty Land*, publicación de la F.A.O., Roma, Italia, 1953.
2. Jenny, Hans, E. W. Hilgard and the Birth of Modern Soil Science, tomado de la revista "Agrochimica", Pisa, Italia, 1964.
3. Miller, G. E., Turk, L. M. y Foltz, H. D., *Fundamentals of Soil Science*, John Wiley and Sons, Nueva York, 1948.



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

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

**DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO**

**ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ**

**SEP. - OCT. 1982**

NOTAS SOBRE "DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO"

B.- CONCEPTOS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.-

B.1.- IMPORTANCIA Y BENEFICIOS DEL DRENAJE EN LA AGRICULTURA

a) Definición y Generalidades.

El drenaje agrícola podemos definirlo en una forma sencilla como "La remoción del exceso de agua y de sal contenidos en el suelo". Esta definición es aplicable a todos los tipos de drenaje y a regiones de climas húmedos o secos.

Un drenaje adecuado se puede definir como el drenaje absolutamente necesario, para mantener una agricultura próspera a perpetuidad. Sin embargo, esta definición no significa que el drenaje deba ser completo ni perfecto, un drenaje de esta naturaleza generalmente no sería factible y el costo de daños ocasionales a los cultivos quizás no justificaría el costo de su prevención, por lo que el objetivo debe ser más bien el de diseñar y construir un sistema en el que se logre una integración óptima del suelo, cultivo, riego y drenaje.

Desde la antigüedad el hombre ha construido drenes y sistemas de drenaje, algunos sistemas eran simples, otros complicados, pero muy pocos tuvieron éxito completo y prácticamente ninguno ha sobrevivido hasta la época actual.

Una gran parte de las dificultades de la humanidad con el drenaje ha sido el descuido, esto se puede explicar en parte por el desconocimiento de los problemas comprendidos, tanto físicos como técnicos. A pesar del conocimiento básico del hombre en lo que se refiere a la física del suelo y a la hidráulica, la ingeniería de drena-

je todavía no es una ciencia exacta y probablemente nunca lo será, ya que es principalmente materia de sentido común y de buen criterio. Muchas obras de drenaje que se construyen en la actualidad están basadas en investigaciones adecuadas y en análisis más o menos científicos, pero aún persiste con bastante frecuencia el problema del descuido en el mantenimiento.

Existen técnicas que examinan los datos que se usan en todas las fases de las soluciones del problema de drenaje; que señalan los datos que se necesitan y donde y como obtenerlos, registrarlos, analizarlos y aplicarlos; así mismo discuten el problema de la predicción de los requisitos de drenaje y sugieren criterios de diseño y normas de construcción para drenaje, pero no es posible encontrar métodos para resolver paso a paso cualquier problema de drenaje, ya que el criterio, la experiencia y el buen juicio es lo que debe usarse para obtener la solución a los problemas de drenaje.

El drenaje puede ser natural o artificial, la mayoría de los terrenos tienen algún drenaje natural, ya sea superficial o subsuperficial. Cuando este drenaje es insuficiente o inadecuado para desalojar los volúmenes de agua que llegan a una determinada zona, se hace necesario que el hombre construya obras de drenaje que vengán a resolver la deficiencia entre el drenaje natural existente y las necesidades reales de drenaje de esa zona.

El drenaje artificial generalmente complementa los sistemas naturales existentes, así tenemos que los cauces naturales se pueden profundizar o bien cuando son escasos se construyen otros nuevos que permitan una mayor densidad de estos, a fin de lograr una evacuación eficiente de los excedentes de agua.

b) Inconvenientes de los suelos húmedos.

Las plantas pueden desarrollarse únicamente si encuentran en la atmósfera y en el suelo los elementos indispensables para su constitución. Extraen de la atmósfera el carbono, el oxígeno y el hidrógeno, y del suelo los otros elementos necesarios.

El agua es uno de estos elementos esenciales. Pero sabemos también que las plantas respiran principalmente por sus raíces y que la importancia de esta respiración es muy grande.

Las nociones adquiridas sobre la composición del suelo y sus propiedades físicas como la porosidad, capacidad de retención, permeabilidad, y de una forma más general los intercambios entre suelo, agua y atmósfera, y las variaciones del volumen de aire que contiene el suelo durante las estaciones, etc., nos permitirán entender los inconvenientes del exceso de agua en los suelos, inconvenientes que enunciamos a continuación:

1) Los suelos húmedos son impermeables al aire.

Quando la cantidad de agua que contiene el suelo es excesiva, los intersticios situados entre las partículas de tierra están completamente obstruidos y la circulación del aire llega a ser imposible. Los diversos fenómenos químicos y fisiológicos debidos a la acción del oxígeno y del nitrógeno atmosférico se ajustan en una intensidad mucho menor y pueden hasta cesar completamente. El suelo no es un medio muerto por el contrario es la base de fenómenos biológicos intensos; pero éstos no se producen más que cuando el suelo contiene una cantidad suficiente de oxígeno.

2) Los suelos húmedos son fríos.

El agua en exceso del suelo está sometida a una



abundante evaporación, por la cual hay un descenso -- considerable en la temperatura del mismo. El calentamiento de los suelos húmedos por el calor solar es -- más difícil. Por fin, el agua que está en contacto -- con la atmósfera se enfría muy de prisa y desciende -- al suelo en virtud de su densidad más considerable, -- para dejar sitio a nuevas capas de agua que se en--frían a su vez. Este fenómeno provoca un enfriamiento intenso del suelo. Es evidentemente difícil indicar el descenso de temperatura del suelo producido -- por estos múltiples fenómenos, pues varía con la naturaleza del terreno y según las circunstancias, aunque después de diferentes investigaciones puede decirse -- que el exceso de temperatura de la tierra seca sobre la tierra húmeda es, para dos suelos comparables, -- alrededor de  $7.5^{\circ}\text{C}$ .

3) Los suelos húmedos son difíciles de trabajar.

Resulta, después de numerosas medidas efectuadas, que las tierras húmedas exigen, tanto para las labores como para las formas de cultivo, un derroche de fuerza de 25 a 30% más que los mismos suelos tomados en idénticas condiciones, pero que no contienen más que cantidades de agua normal.

Si se empiezan las labores demasiado pronto, cuando la estación es aún lluviosa, la tierra, demasiado pastosa, ofrece una gran resistencia a los aperos, que, naturalmente resbalan sobre el suelo, se hunden y están en malas condiciones para el trabajo; si las empezamos muy tarde, el terreno se reseca, es de gran dureza y no se deja más que trabajosamente ancentar por los instrumentos del arado.

Amoldar el suelo no puede hacerse jamás tan perfectamente como en las tierras sanas, a causa de la gran --

cohesión que presentan entre ellas las partículas del suelo. La tierra puede ser demasiado húmeda o demasiado seca, se forman grandes terronas, que en el primer caso pueden desmenuzarse y en el segundo caso - ofrece al desmenuzamiento una gran resistencia a causa de su gran dureza. Estos son los inconvenientes - que todo agricultor tienen que comprobar por el mismo, y que son muy graves. En época de lluvias, las tierras, en los años húmedos, no pueden ser cultivadas y sembradas más que hasta muy tarde y las siembras de otoño no se pueden hacer tempranas.

4) Los suelos húmedos se oponen a la penetración de las raíces y las plantas son atacadas por enfermedades.

En efecto, las raíces se pudren, ya sea alcanzando el nivel de la lámina de agua subterránea que esté demasiado cerca de la superficie, ya sea bajo la acción de las setas prásitas que se desarrollan por la influencia del exceso de humedad.

5) Disminuye considerablemente la acción fertilizante de los abonos que se aplican a estos suelos, -- así mismo se baja su asimilación por parte de las plantas, ya que se diluyen en exceso los elementos nutritivos.

6) Cuando el exceso de humedad en los suelos es tal que éstos son pantanosos, la única naturaleza que se puede cultivar es la pradera permanente, pero ésta es siempre de mala calidad; las plantas aquí desarrolladas son por lo general juncos, carrizos, etc. Se obtiene un forraje poco abundante, de mediocre calidad, sin valor nutritivo, y que es difícil recolectarlo y henificarlo.

En cuanto a los suelos simplemente húmedos, las cosechas dadas son siempre de menor calidad; son a menudo alcanzadas por las enfermedades criptogámicas y atacadas por los insectos, y así son, con frecuencia, muy caras de producir (gastos culturales más elevados, pérdidas de semillas, gastos de abonado, etc.). Pertenecen, en general, a lo que los agricultores designan -- con el nombre de "tierras frías" o "fuertes o pesadas", con la significación especial de estos adjetivos.

c) Importancia del drenaje.

La importancia del drenaje en la economía de riego de un proyecto, estado o nación, ha sido subestimada generalmente. La historia del riego en el mundo, apunta -- generalmente la siguiente conclusión ineludible; se debe suministrar drenaje donde se practica el riego. -- Solo en aquellos proyectos en donde existe una rara -- combinación de drenaje natural, superficial y subsuperficial, el exceso de agua y las recargas al vaso subterráneo, transitan fuera de las tierras con rapidez -- suficiente para impedir el ascenso de la superficie -- freática hasta niveles críticos. En donde es inadecuado el drenaje natural y donde no se puede suministrar en forma económica drenaje artificial, los terrenos no pueden ser regados permanentemente con éxito. Existe el ejemplo de numerosos proyectos que originalmente -- tenían la superficie del agua freática muy por abajo -- de la superficie del terreno y que aparentemente disfrutaban de favorables condiciones de drenaje natural, que eventualmente han resultado con niveles de agua freática excesivamente altos, resultando empantanamiento, -- ensalitramiento o ambas cosas.

Las perspectivas con respecto al drenaje son paradójicas. Ninguno niega que es esencial; sin embargo, mu---

chos desearían poder prescindir de él. Los sistemas de canales y de distribución también son esenciales, pero aquí termina cualquier semejanza, sin las últimas obras mencionadas, no puede haber agricultura de riego; pero sin drenaje, puede existir agricultura de riego, de cierta clase y por cierto tiempo. Aún cuando los síntomas de una alta superficie freática y de ensalitramiento pueden no aparecer por algún tiempo -- después de iniciado el riego, lo insidioso del drenaje inadecuado, es que inevitablemente ocurrirá el deterioro de la tierra.

d) Ventajas del drenaje.

1) El drenaje airea el suelo.

El drenaje permite al aire penetrar en el suelo y circular por él libremente, y lo transforma en un medio accesible a las acciones atmosféricas.

En los terrenos drenados, el agua que se escurre en los drenes ya no está estancada, y provoca, por su circulación, una atracción de aire. Experiencias hechas permiten hacer destacar este hecho.

El drenaje actúa, pues, aireando las tierras, llevando consigo la cantidad de agua exedente, que sobrepasa la de su capacidad de retención.

2) El drenaje modifica la constitución física de las tierras.

El drenaje no tarda en reformar los suelos de una manera completa. En primer lugar, su aireación favorece la penetración de las raíces, que entran más profundamente en la tierra, se descomponen y dejan vacíos. Los animales que viven en el suelo cavan profundamente sus galerías; los suelos drenados se agrie-

tan por alargamiento de las fisuras producidas por las lluvias con el desecamiento y la contracción de la arcilla. La red de fisuras alcanza los drenes y se establece una verdadera comunicación directa a través del suelo entre la atmósfera y la red de los tubos de drenaje. La circulación del aire se hace en dos sentidos: de arriba abajo durante el escurrimiento de los drenes, pero también de abajo arriba cuando el suelo se calienta bajo la acción del calor solar. La permeabilidad de los suelos drenados aumenta.

- 3) El drenaje favorece la nitrificación y por consiguiente, la descomposición y la utilización de estiércoles. Además ejerce sobre el suelo una verdadera depuración mecánica y química.

Los suelos húmedos constituyen un lugar del cual provienen las sales perjudiciales a la vegetación; estas sales, que remontan a la superficie por evaporación, es decir, a la capa arable y que hacen al suelo impropio a todo cultivo.

- 4) El drenaje permite que las tierras arcillosas resistan mejor a la sequía, porque favorece el almacenamiento de agua en el suelo, en función a su capacidad de retención. ya que la permeabilidad aumenta por una condensación interna más intensa.
- 5) El drenaje asegura una penetración más profunda de las raíces en el suelo.
- 6) El drenaje calienta el suelo y por tanto la vegetación despierta más temprano, las plantas se desarrollan mejor y más rápidamente, las recolecciones se pueden hacer más temprano.

- 7) El drenaje facilita el cultivo del suelo, disminuyendo la resistencia que ofrece una tierra húmeda al trabajo de los arados y de las máquinas.
- 8) El drenaje hace desaparecer las malas plantas y las enfermedades que atacan a los cultivos.

Se puede preguntar si al lado de un número tan grande de ventajas el drenaje no presenta un cierto número de inconvenientes.

En particular puede preguntarse, sobre todo si las aguas extraídas del suelo por los drenes y las que lo atraviesan constantemente durante las lluvias no llevan consigo parte de las sustancias fertilizantes que él encierra. Muchas investigaciones han sido efectuadas a este respecto, llegándose a las siguientes conclusiones:

Las aguas del drenaje pueden llevar consigo en ciertos casos materias fertilizantes, las pérdidas experimentadas en tierras de cultivo no presentan mucha importancia. En lo que se refiere al ácido nítrico, son bastante débiles en los suelos bien cultivados; en lo que concierne a la cal y al magnesio, se producen pérdidas únicamente en los terrenos que los contienen abundantemente y no pierden fertilidad por ello. Se puede decir, además, que hay aquí un mal necesario, y si los terrenos de los cuales se trata no estuvieran drenados, los nitratos y las bases perdidas quedarían inutilizadas y no se aprovecharían en la producción de las cosechas abundantes. A pesar de esto, hay que tomar en cuenta una larga descalcificación de los suelos y no olvidar que la encaladura de las tierras drenadas a menudo es muy útil y recomendable.

En estiaje, la rápida fuga de las aguas es un inconveniente para los cultivos.

Así pues, es indudable que el drenaje aumenta la calidad y el rendimiento de las cosechas. Dando así resultados variables con los terrenos, la naturaleza de las plantas cultivadas, la cantidad de agua que el suelo encerraba antes de la ejecución de los trabajos, la calidad del drenaje, todos los agricultores y todos los ingenieros que se han ocupado de esta operación han llegado a la conclusión unánime de que la mejora del suelo es una operación de cierto éxito, inmediato progresivo, y que da siempre un resultado remunerador, algunas veces extremadamente considerable. Se entiende bien que el aumento de producción debido "al drenaje" es tanto más elevado cuando el suelo está mejor trabajado. En los terrenos húmedos no se pueden dar labores superficiales; a poca profundidad existe a menudo una capa extremadamente dura, que impide la penetración de las raíces y el escurrimiento del agua hacia los drenes; hay que romper esta capa con labores profundas, ejecutadas, no con arados que llevan el subsuelo a la superficie, sino con arados para subsuelo que esponjan éste sin revolverlo. La producción será pues, extremadamente favorecida así. En una serie de operaciones y experiencias, los aumentos de cosecha producidos por el drenaje con drenes enterrados, para zonas con riego son los siguientes:

-	en trigo .....	57%
-	en avena .....	83%
-	en cebada .....	87%
-	en centeno .....	119%
-	en patatas .....	81%
-	en praderas .....	133%

Cifras que prueban de forma evidente el interés del drenaje.

De una manera general, entre las tierras drenadas y las no drenadas existe una diferencia de valor para los suelos primitivos de la misma naturaleza que puede alcanzar un 50%.



B.2.- MÉTODOS DE DRENAJE.-

Los métodos que se utilizan en el drenaje de zonas agrícolas, pueden clasificarse desde diversos puntos de vista, sin embargo se ha generalizado la clasificación de estos métodos en base a los aspectos referentes a la forma en que se realiza la eliminación del agua y a la profundidad de la misma en el momento en que se convierte en problema, de esta forma se establecen dos grandes categorías: Drenaje Superficial y Drenaje Subsuperficial.

B.2.1.- DRENAJE SUPERFICIAL.-

El drenaje superficial tiene como finalidad la evacuación de los excesos de agua, ocasionados por lluvia, excesos de riego, filtraciones de canales o presas que escurren por la superficie de los terrenos.

En este método de drenaje se proporciona, a la superficie libre del agua en exceso, una pendiente adecuada para que por gravedad se desplace, ya sea sobre el suelo o por zanjas a cielo abierto, a los puntos de salida.

Las obras más comunes que se utilizan son la nivelación de terrenos, excavación de zanjas o drenes a cielo abierto que permitan la salida del agua acumulada en una zona o bien drenes de desvío, diques y bordes de defensa que desvían o confinan el agua de tal modo que esta no llegue a las zonas por proteger.

B.2.2. DRENAJE SUBSUPERFICIAL.-

El drenaje subsuperficial tiene como objetivo la remoción y control del agua y sales que se encuentran debajo de la superficie del suelo. La fuente de origen

de estas condiciones pueden ser la infiltración debida a lluvias, riegos, canales, sin revestir, depósitos de agua o lagunas localizadas a elevaciones mayores, etc.

Para evacuar el exceso de agua en este método, se crean diferencias de cargas hidráulicas de tal modo que la carga resultante permita que el agua se filtre en el suelo hasta llegar a conductos a cielo abierto o cubiertos, por los cuales es conducida hasta los puntos de salida.

El tipo de obras más comunes, que se utilizan son los drenes de intercepción, orientados perpendicularmente a la dirección de la corriente del agua en el subsuelo, que permitan el desvío de estas corrientes fuera de la zona por proteger y los drenes de alivio, orientados comunmente más o menos paralelos a la dirección que sigue el agua del subsuelo, los cuales ayudan a su evacuación en los lugares donde la velocidad de esta agua es baja.

### B.3.- DRENAJE DIFERIDO.

El drenaje diferido es el que se proporciona después de que se han terminado las obras de riego del proyecto y que se ha iniciado este. El hecho de diferir la construcción de tales drenes, usualmente se debe a la dificultad de localizarlos y diseñarlos con precisión antes de poner las tierras bajo riego; ya que establecido el riego, los problemas de drenaje resultan evidentes.

El término "drenaje diferido" se aplica más frecuentemente al drenaje subsuperficial, porque la necesidad de los drenes superficiales que se tienen que construir como parte de las obras iniciales del proyecto, generalmente es más definida, lo que permite su construcción más temprana. La política recomendable requiere

que el drenaje diferido se incluya en la planeación del proyecto y en la estimación del costo. El drenaje diferido no se debe ignorar u olvidar, sino que se debe reconocer como parte inherente de un proyecto.

B.4.- DRENAJE DE ZONAS HÚMEDAS O TROPICALES Y ZONAS ÁRIDAS.

El drenaje de zonas húmedas tiene que ver sobremano con el exceso de agua resultado de la precipitación; en los lugares áridos y semiáridos, la necesidad de drenaje dimana, principalmente, del riego, siendo una fuente muy importante en algunos de ellos las aguas freáticas extrañas.

Pueden necesitarse sistemas de drenaje de superficie tanto en extensiones húmedas como de riego. Por lo general, el drenaje de superficie es parte integrante del sistema de riego de los suelos de permeabilidad lenta o en los lugares donde existan índices elevados de precipitación.

La finalidad del drenaje del subsuelo es que la capa freática descienda hasta un punto en el que no estorbe el crecimiento y desarrollo de las plantas. La profundidad mínima a la que debe mantenerse la capa freática varía de acuerdo con las necesidades del cultivo y con el suelo, pero uno de los principales factores para determinar la altura del nivel de las aguas freáticas convenientes es la necesidad de regular la salinidad y alcalinidad del suelo y del agua del subsuelo. Este es un motivo capital para las diferencias existentes entre el drenaje del subsuelo en climas húmedos y en climas áridos.

En los climas húmedos, la profundidad de los tubodrenes es generalmente de 100 a 150 centímetros. El agua es relativamente pura y por lo general, hay un exceso natural de agua respecto a las necesidades de las

plantas y un movimiento neto descendente del agua -- del subsuelo.

Los suelos de climas semiáridos o áridos exigen tubos-drenes colocados a una profundidad de cuando menos, 1.50 a 2.00 metros. La mayor parte del agua -- que se necesita para el cultivo se añade por riego. -- Generalmente el agua del subsuelo es algo salina, debido a las sales que contiene el suelo, al agua de riego o ambos. Una capa freática de nivel tan alto como de 60 a 75 centímetros por debajo de la superficie, que es adecuado en muchos lugares húmedos, -- crearía en los lugares áridos una concentración nociva de sal en la zona radicular.

#### B.5.- TIPOS DE DRENES.-

Los drenes pueden clasificarse por su construcción, -- por su funcionamiento y por su disposición en planta.

##### POR SU CONSTRUCCION.-

- a) Drenes abiertos (zanjas con taludes de 1.5 a -- 1 ó 2 a 1.)
- b) Drenes subterráneos adomados con placas prensadas con materia seca de productos agrícolas (trigo, linaza, arroz, etc.).
- c) Drenes subterráneos de tubos de concreto con filtro de grava.
- d) Drenes topo como ductos subterráneos sin revestir.

##### POR SU FUNCIONAMIENTO PUEDEN SER.-

- A) Drenes de flujo horizontal
- B) Drenes de bombeo de acción vertical

A) Drenes de Flujo Horizontal.- Se clasifican en:

Interceptores ò Perfectos: Cuando se colocan perpendicularmente a las líneas de corriente y descansan sobre un estrato -- impermeable.

De alivio o suspendidos: Cuando se colocan arriba de un estrato impermeable.

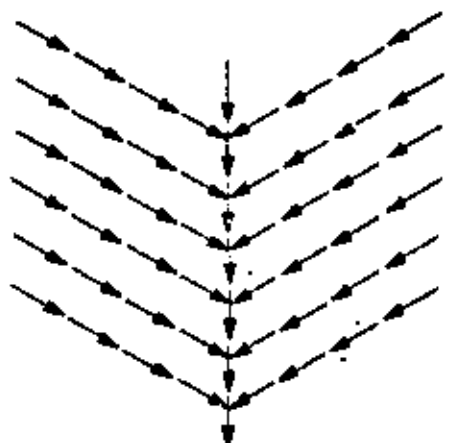
B) Drenes de Bombeo.- Pozos profundos o pozos someros para eliminar la recarga.

Según la disposición en planta se clasifican en:

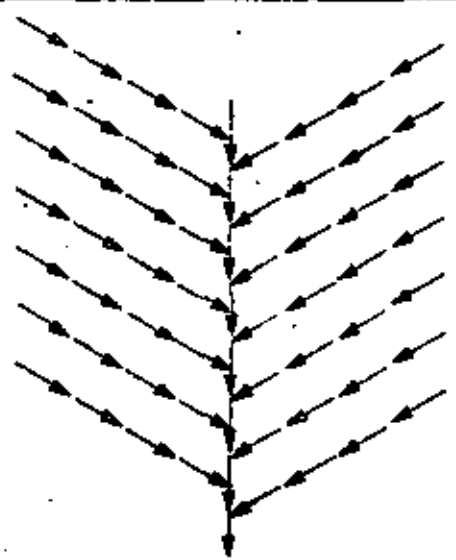
- a) Drenaje libre (al azar)
- b) Espina de pescado
- c) Paralelos o emparrillados (a  $30^{\circ}$ ,  $60^{\circ}$  y  $90^{\circ}$ ).
- d) Doble Principal.

El drenaje libre (al azar) no se sujeta a una localización geométrica rígida, es el que más se usa especialmente en drenes abiertos; generalmente lo único que gobierna su trazo en el terreno es el estudio topográfico y los linderos de las parcelas.

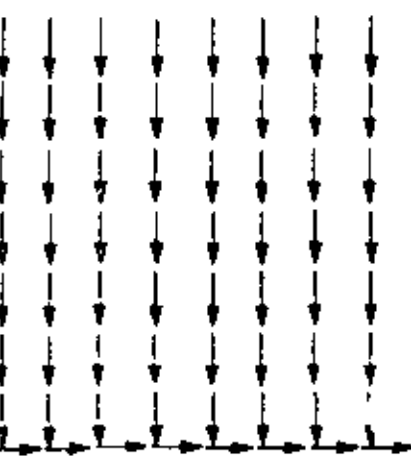
Los demás tipos de disposición se usan más frecuentemente en conductos cerrados y en su trazo influye fuertemente el estudio freaticométrico.



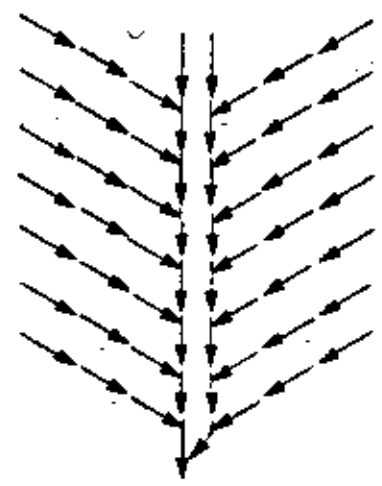
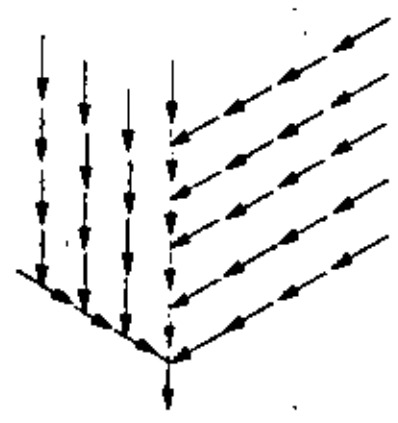
a.- Espina de pescado



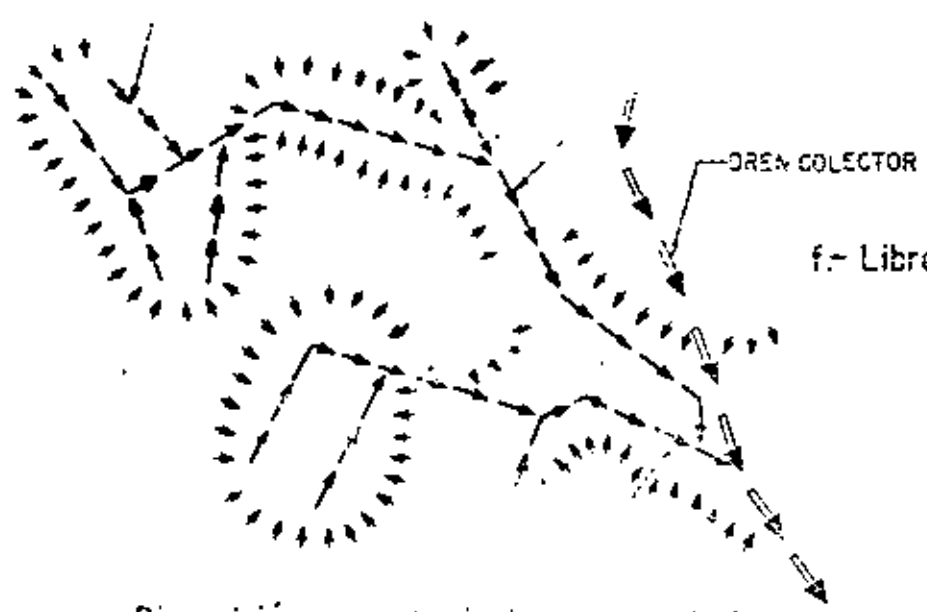
b.- Espigado



c y d.- Paralelo ó emparrillado



e.- Doble principal



f.- Libre o al azar

Disposición en planta de drenes parcelarios

B.5.1.- DRENES ABIERTOS.-

Como su nombre lo indica, este tipo de drenes son -- cauces que conducen el agua con la superficie expuesta al aire libre y se emplean generalmente para conducir el agua, a través de distancias considerables, hasta los puntos de descarga.

La forma de la sección transversal de estos drenes -- generalmente es trapecial, en la cual el ancho de la plantilla o fondo, profundidad y taludes de las paredes se determinan en base a la capacidad de conducción fijada, características de los suelos, tipo de problema de drenaje que trata de resolverse, etc.

El agua puede escurrir a estos drenes directamente -- del agua subterránea; por colectores entubados que -- descargan a ellos; por otros drenes o cauces naturales que descargan a ellos o bien por escurrimientos superficiales directos.

Entre las principales funciones que tiene este tipo de drenes podemos mencionar dos: desalojar los excedentes de agua superficial ocasionados por la lluvia y la de servir como puntos de descarga para los -- excedentes de agua del subsuelo.

B.5.2.- DRENES CUBIERTOS.-

Generalmente este tipo de drenes consisten de conductos o tubos enterrados, que deben ser resistentes a daños mecánicos, químicos y térmicos; además entre -- tubo y terreno, debe haber un filtro que servirá para facilitar el funcionamiento del dren.

Normalmente requieren de una serie de estructuras -- adicionales para su inspección, conservación y prevención de la erosión en la descarga o conexión con otros tipos de drenes, lo cual los hace más costosos.

Estos drenes son más costosos que los drenes abiertos, pero tienen la ventaja de no reducir el área de cultivo y no entorpecer el tránsito de vehículos y maquinaria.

Los materiales usuales para la fabricación de tubos para drenaje agrícola son: barro cocido, concreto, P.V.C. y lámina metálica.

El agua penetra en estos tubos a través de las uniones entre tubo y tubo, o bien mediante sistema de perforaciones o ranuras.

Los filtros que se utilizan en estos drenes tienen como finalidad evitar el taponamiento del ducto y facilitar el flujo del agua hacia las entradas a los tubos, los materiales más comunmente usados para filtro son: grava, materia orgánica y fibra de vidrio.

#### B.6.- FUNCION DE LOS DRENES .-

La nomenclatura que se emplea para los aspectos técnicos del drenaje, se basa en la función del dren. Existen cuatro tipos de drenes: de alivio (o aliviador), de intercepción (o interceptor), colector y emisor.

Los drenes de alivio, son obras cuya función principal es la de controlar los niveles del agua subterránea. Constituyen las cabeceras, o sea la porción de aguas arriba del sistema de drenaje de un terreno, y la distinción entre ellos se basa en la condición de la masa de agua subterránea que controlan. Hablando en general, los drenes de alivio se usan para efectuar un descenso general del agua subterránea en áreas planas relativamente grandes, que están casi a nivel y en donde el origen de dicha agua, es la percolación de la precipitación pluvial o del riego, y



en donde los gradientes tanto del agua freática, como de los estratos subsuperficiales, permiten poco movimiento lateral del agua subterránea. Los drenes interceptores, como su nombre lo indica, se usan para interrumpir o interceptar el agua subterránea de cualquier origen, que se mueve cuesta abajo. Pueden ser de construcción abierta o cubierta. Cuando son de tipo abierto, se pueden diseñar para que reciban el desperdicio superficial del agua de riego y el escurrimiento superficial de los campos adyacentes. Cuando reciben una aportación importante del escurrimiento superficial o de la corriente de drenes superficiales, se deben considerar entonces en la categoría de drenes colectores.

Los drenes colectores reciben el agua de los drenes subsuperficiales de alivio o de los interceptores y de los drenes superficiales que conducen el desperdicio del agua de riego superficial y el escurrimiento pluvial. Como deben controlar el agua subterránea y como también deben recibir el escurrimiento de los drenes subsuperficiales tributarios, se deben diseñar de modo que el nivel de la superficie normal de su agua quede a una profundidad igual o mayor de la que proporcione un drenaje efectivo para las áreas adyacentes o tributarias. Pueden ser abiertos o cubiertos, lo cual depende del volumen de agua que tienen que manejar, del gradiente disponible y de que los tributarios sean abiertos o cubiertos.

Los drenes de salida, o drenes emisores, tienen como función principal conducir el agua de los otros drenes hasta un punto adecuado para su eliminación natural. Reciben el caudal principalmente de los drenes colectores y de los desagües de los canales. Por lo tanto, son drenes "terminales"; en otras palabras, -

son los drenes más bajos que se construyen en el sistema y por lo tanto han sido designados como drenes "principales".

Su función es similar a la de los drenes colectores, excepto que generalmente no se requiere que sirvan como drenes subsuperficiales para conservar el nivel del agua subterránea en las elevaciones prescritas. Pueden formar parte de un sistema de drenaje superficial o subsuperficial, o de ambos, y pueden ser abiertos o cubiertos, pero debido a los caudales relativamente grandes que tienen que manejar, son generalmente de tipo abierto.

Pozos de Alivio, de Recarga o de Bombeo.- Estos tipos especiales de drenes se pueden usar para eliminar el agua superficial, para controlar los niveles del agua subterránea, o para aliviar las presiones piezométricas cuando las condiciones físicas locales favorecen su uso.

C.- DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.-

C.1.- ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE LOS SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO EN MEXICO.-

Se considera de sumo interes, antes de entrar propiamente al aspecto de detalles de diseño de redes de drenaje, mencionar en forma general los criterios generales utilizados en México para el diseño de los sistemas de drenaje correspondientes a los grandes distritos de riego.

En los distritos de riego de grande irrigación, que tienen una extensión mayor de 2 000 Ha. y se han llegado a construir hasta con superficies mayores de -- 200 000 Ha., se distinguen dos sistemas de drenaje: El Sistema de Drenaje Básico o Primario y el Sistema de Drenaje Parcelario.

a) SISTEMA DE DRENAJE BASICO O PRIMARIO.-

Este sistema está constituido por drenes naturales y artificiales a cielo abierto que tienen como objetivos principales los siguientes:

- Eliminación de los excesos de agua superficial, ocasionados por la lluvia, riego y desfuegos de canales.
- Mantener el nivel freático fuera de la zona radicular de los cultivos.
- Evitar el ensalitramiento de los suelos
- Rescatar zonas bajas de inundación para utilizarlas en la agricultura.
- Permitir el desalojo de los escurrimientos de cuencas externas que llegan a las áreas de riego.

- Servir de apoyo para la descarga de la red de drenaje parcelario.

En forma general se puede decir que el área de influencia o tributario de cada uno de estos drenes es superior a 100 Ha.

Tomando en cuenta el costo considerable que representa la construcción completa de este sistema de drenaje y a que su requerimiento para el drenaje en zonas de nueva apertura al uso agrícola va siendo progresivo, en nuestro país se construye generalmente en dos etapas: en la primera se construyen una red poco densa que garantiza únicamente el desalojo de los excedentes de agua superficial y se difiere para una segunda etapa los drenes complementarios que proporcionan una densidad para resolver los problemas de elevación de manto freático y ensalitramiento que se presentan años después de la implantación del riego.

#### b) SISTEMA DE DRENAJE PARCELARIO.-

Este sistema está constituido generalmente por drenes enterrados o cubiertos que tienen como principal objetivo el abatimiento de los niveles freáticos y/o evitar el ensalitramiento de los suelos.

El área de influencia o tributaria de los drenes que constituyen estos sistemas es menor de 100 Ha.

Su construcción se difiere para años después de la apertura de una zona al riego, en nuestro país su construcción corre por cuenta del usuario de la parcela, con la asesoría técnica para diseño y construcción que le proporciona la Secretaría.

El costo de este sistema de drenaje resulta elevado y en algunas ocasiones sumamente elevado, por lo que es necesario realizar estudios de costeabilidad para decidir su construcción.

C.1.1.- LOCALIZACION DE LA RED DE DRENAJE A CIELO ABIERTO.-

Tomando en cuenta que en México generalmente se hacen los levantamientos topográficos por medio de una cuadrícula de 1 Km. por lado, formando lotes de 100 Ha. como máximo y la necesidad de dar a cada lote acceso a un camino, un canal y un dren. Es por estas circunstancias que se tiene la tendencia de localizar tanto los caminos, canales y drenes, sobre las líneas de la cuadrícula, siempre y cuando las condiciones topográficas los permitan.

El localizar los drenes sobre las líneas de la cuadrícula cuando las condiciones topográficas no son adecuadas, dan origen a graves problemas tanto de drenaje como de riego, por lo que en tales casos, se localizarán tanto canales como drenes, de acuerdo a las condiciones topográficas, el sistema de drenaje, en estos casos, deberá localizarse sistemáticamente en los cauces o bajos que cruzan el Distrito.

En las planicies, en las que no están bien definidos los cursos del agua, se acostumbra localizar los drenes siguiendo la máxima pendiente del terreno con una separación de 2 Km. y ajustándolos en lo posible a la cuadrícula.

C.1.2.- DENSIDAD DE LAS REDES DE DRENAJE.-

Cuando las condiciones topográficas lo permiten, se localizarán los canales y los drenes sobre las líneas de la cuadrícula, con una separación máxima de 1 Km. entre canal y dren, por lo que la separación máxima entre los drenes de un Distrito es de 2 Km.- Cuando las condiciones topográficas no permiten la localización de los drenes siguiendo las líneas de la cuadrícula, estos quedan sistemáticamente localizados en los bajos y generalmente la distancia entre ellos es menor de 2 Km. por lo que la densidad - -

minima de una red de drenaje debería ser de 200 Ha. por Km. de dren, sin embargo, la Densidad Real en los Distritos de Riego en México, es de aproximadamente 100 Ha. por Km. de dren.

Puede considerarse que la red de drenaje de un Distrito de Riego en México se hace por etapas y que la primera corresponde a lo anteriormente descrito.

La segunda etapa consiste en intercalar otros drenes con separación de 1 Km. o menos en aquellas zonas en donde con el tiempo se presentan elevaciones de niveles freáticos peligrosos para los cultivos, lo que ha dado por resultado densidades de 70 Ha/Km. a 160 Ha/Km, siendo el promedio general de 100 Ha/Km.

Esta manera de proceder tiene la ventaja de sacar el máximo provecho a los drenes del Distrito, que son necesarios para los desfuegos de aguas de las parcelas por sobrantes de agua de riego, escurrimiento del agua de lluvia y desfuegos de los canales, y únicamente se construirán drenes adicionales con separación de 1 Km. o menos, entre ellos, en aquellas zonas en donde el drenaje de la primera etapa, no fué suficiente para evitar la elevación de los niveles freáticos.

Se desea hacer notar que hasta la fecha en aquellos Distritos de Riego en donde con el tiempo se han presentado problemas de drenaje (consistente en niveles freáticos altos) son aquellas zonas, en las que la separación de los drenes era grande o de poca profundidad, y bastó con

completar la red de drenaje con una separación menor o profundizar los drenes para evolucionar en la mayoría de los casos los problemas debidos a mantos freáticos altos con un nivel general, sin necesidad de recurrir por lo pronto, a drenes parcelarios.

C.1.3.-

PROFUNDIDAD DE LOS DRENES.-

Los drenes básicos de los Distritos de Riego, se deberán localizar principalmente en base a condiciones topográficas como ya quedó indicado y por lo tanto la separación de ellos, es una función dependiente de las condiciones topográficas.

Aunque hay varias fórmulas que ligan la separación de los drenes con la profundidad de los mismos, y otros factores que intervienen en el cálculo para garantizar el funcionamiento eficiente de un drenaje, debido a que varios de esos factores son, muy difíciles de cuantificar, principalmente por la gran variedad de suelos que existen en un Distrito de 2 000 a 200 000 Ha. ya que se tienen diferentes permeabilidades y profundidades, además de las dificultades para calcular a priori las filtraciones de los canales, la localización de los cultivos de inundación como el arroz, etc., todo ello da como resultado que los valores que se obtendrían con fórmulas no son confiables y en el caso particular de los drenes del Distrito con separaciones de 1 a 2 Km. las profundidades resultantes serían muy grandes, antieconómicas y que no concuerdan con la realidad, en la determinación de la profundidad de los

drenes no se han utilizado dichas fórmulas, sino que se ha usado un criterio práctico.

Por otra parte, no se pretende solucionar mediante la red de drenaje básico de los Distritos de Riego, todos los problemas de drenaje que puedan presentarse en las diferentes zonas del Distrito, sino como ya quedó indicado, estos drenes deberán servir de apoyo para la construcción de los drenes complementarios parcelarios en aquellas zonas donde éstos se hagan indispensables para abatir los niveles freáticos de las parcelas o solucionar otros problemas de drenaje. Los criterios que se han seguido para determinar la profundidad de los drenes básicos de un Distrito de Riego son los siguientes:

Por facilidad de construcción y economía, la profundidad que se dá a los drenes, deberá ser la mínima, pero la suficiente para evitar en lo posible la elevación de los niveles freáticos y satisfacer los requisitos que se necesitan para un funcionamiento eficiente de las redes complementarias de drenaje del Distrito.

Un aspecto de suma importancia para fijar la profundidad del sistema de drenaje básico de una zona de riego, es el de que este sistema debe permitir una eficiente descarga del drenaje parcelario que sea necesario construir en esa zona. Para asegurar la descarga eficiente del drenaje parcelario, es necesario que el sistema de drenaje primario tenga una profundidad mayor que las descargas parcelarias.

Los drenes parcelarios, para lograr su objetivo de mantener libre de niveles freáticos la zona radicular de los cultivos, deben tener una



profundidad mayor que la de las raíces. En general puede decirse que la profundidad mínima de los drenes parcelarios varía entre 1.0 y 2.0 m., según el tipo de cultivo, suelo, etc.

Así mismo en los drenes parcelarios es usual darles una pendiente de 50 cm/km, la cual permite un buen escurrimiento.

Se recomienda que las descargas de los drenes parcelarios estén como mínimo 20 cm. arriba del nivel de agua normales del dren a donde descargan y dejar en estos una profundidad adicional de 30 cm. para depósito de azolves.

En resumen podemos decir, a manera de ejemplo, que para que un dren primario asegure un eficiente drenaje parcelario de un lote de 100 Ha. (un cuadrado de 1 Km. de lado), considerando una zona radicular de 1.50 m., deberá tener una profundidad mínima de 2.50 m. suponiendo que el tirante normal del dren es muy pequeño.

Para los drenes principales del Distrito, en los que hay un flujo constante, esta profundidad deberá aumentarse en una magnitud equivalente al tirante normal de operación del dren.

Este es el criterio que se usa como norma en México para el diseño de la profundidad de los drenes, por lo que la mayoría de estos tienen una profundidad que varía de 2.00 a 3.50 m. y excepcionalmente llega a 4.00 o más.

C.1.4.-

#### CONTROL DE LOS NIVELES DE LA NAPA FREÁTICA.-

Para el proyecto de la red de drenaje de un Distrito de Riego en su fase inicial, no es necesario tomar en cuenta los niveles del agua freática, pues generalmente se encuentra a gran profundidad, por tratarse del establecimiento de un Distrito de Riego nuevo.

Por lo al iniciarse la operación del Distrito, deberá instalarse una red de pozos de observación de niveles freáticos para prevenir con anticipación los problemas de drenaje que ocasionará -- el establecimiento del Riego y además tener -- información suficiente para localizar y proyectar adecuadamente los drenes no construídos en la red de drenaje inicial y que sean necesarios para controlar eficientemente los niveles freáticos de toda el Área del Distrito y resolver -- los problemas de drenaje que se presenten con -- el tiempo.

El estudio del comportamiento de los niveles -- freáticos tiene gran importancia para el proyecto y construcción de la segunda fase de la red de drenaje básico, pues por medio de él se localizarán las zonas que puedan tener problemas de drenaje en el futuro o que ya presenten estos -- problemas, y construir los drenes faltantes de la red del Distrito.

Este estudio de los niveles freáticos deberá -- comprender los planos generales de Isobatas, -- Isohypsas, de niveles mínimos y flujo de las -- corrientes subterráneas.

Donde se prevean problemas futuros o existan -- problemas de drenaje, deberá hacerse además las gráficas de fluctuaciones de los niveles freáticos indicando en ellos las lluvias, los riegos y utilización de los canales cercanos, a fin de determinar la influencia que cada uno de estos factores tiene en el nivel freático y aplicar -- la medida correctiva adecuada, ya sea construyendo drenes complementarios, o drenes interceptores, o revistiendo algún tramo de canal y en caso extremo, la construcción de una red de -- drenaje parcelario.

La combinación entre profundidad de los drenes

de 2.50 a 3.50 m. y la separación de 1 a 2 Km. - con una densidad de drenaje de 90 a 100 Ha. por Km. de dren, ha dado excelentes resultados en -- los Distritos de Riego en México; para controlar los niveles freáticos, a grado tal que grandes -- áreas de varios miles de Ha. de los Distritos de Riego que estaban fuera de producción por estar ensalitrados y empantanados debido a problemas -- de drenaje, fué posible recuperarlos mediante la profundización de los drenes existentes a 2.50 y a 3.50 m. (si dichos drenes no tenían esa pro-- fundidad) y la construcción de drenes complementarios de la misma profundidad con una separa-- ción de 1 Km. Muy excepcionalmente se ha tenido necesidad de construir sistemas de drenaje parce-- lario, para rescatar la tierra de algunas zonas en las que los drenes del Distrito no fueran su-- ficientes para abatir satisfactoriamente los ni-- veles del manto freático.

C.1.5.-

CONTROL DE ENSALITRAMIENTO DE SUELOS.-

Uno de los aspectos de mayor interés en la pro-- ductividad de los Distritos de Riego es sin duda alguna el ensalitramiento de los suelos, lo que se atribuye generalmente a las diferentes condi-- ciones climatológicas que prevalecen en las ex-- tensas regiones del País, al origen específico -- de los suelos agrícolas, al propio manejo de los mismos durante la producción de cosechas, a las fuentes y calidad de aguas que se usan para el -- riego y a otros factores que intervienen en las propiedades físicas y químicas de los suelos.

Por la trascendencia que estos suelos tienen en la producción agropecuaria, la Dirección General de Distritos de Riego aplica convenientemente -- en cada uno de sus Distritos de Riego trabajos --

y estudios para la prevención, detención, caracterización y solución de estos problemas de tal manera, que se eviten pérdidas en su productividad y se aprovechen mejor las obras de infraestructura.

En cumplimiento de esta meta, periódicamente se lleva a cabo una cuantificación, jerarquización y ubicación de las áreas afectadas con problemas de salinidad y/o drenaje en los Distritos de Riego operados por la Dirección General de Distritos de Riego, lo que constituye la base fundamental de la evaluación y orientación de las políticas de manejo y operación de los Distritos, ya sea a través de la Recuperación de los suelos en caso de pequeñas áreas, o de la rehabilitación en caso de áreas integrales.

C.2. INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE.-

La selección del plan óptimo de drenaje y el diseño y construcción de obras de drenaje adecuadas, con posibilidades de éxito, dependen en medida considerable de la información básica de drenaje que se obtenga. Los requerimientos que deben cumplir los datos de cualquier problema de drenaje en particular, varían con el tipo de problema y con el objetivo de las investigaciones o del informe que se prepara. Los datos básicos deben permitir la selección de un plan que sea bastante firme, diseños que sean suficientemente representativos y estimaciones de costos que sean suficientemente precisas para los propósitos que se persiguen. Los datos inadecuados ocasionan diseños deficientes y costosos.

Los datos básicos de un estudio de drenaje se relacionan fundamentalmente al suelo y al agua, puesto que ambos constituyen los elementos más importantes que intervienen en el drenaje. Las características del agua que se deben determinar se refieren a su ocurrencia, distribución, movimiento, calidad y cantidad. Las características del suelo que se deben determinar se refieren a su formación, sus condiciones físicas y químicas y a su permeabilidad.

Dentro de la información básica que se requiere para realizar un buen diseño de un sistema de drenaje, se tienen los siguientes tipos:

C.2.1. INFORMACION TOPOGRAFICA.-

La topografía de la zona por drenar es de primordial importancia, ya que determina frecuentemente el plan general que se debe usar y la localización de los drenes principales. Sin embargo, aún antes de llegar a las etapas de planeación y de diseño de un sistema de

drenaje, se puede reconocer la importancia fundamental de los factores topográficos.

En este caso, la topografía determina la necesidad de construcción de extensas y costosas obras de drenaje. En donde existe declive superficial suficiente, el exceso de precipitación de agua de riego y el desperdicio de los canales, fluyen rápidamente fuera del área. Esa rápida remoción del exceso de agua superficial, disminuye la infiltración hacia los mantos freáticos. De este modo, una topografía favorable puede proporcionar drenaje superficial adecuado y obviar, o reducir, la necesidad de cualquier drenaje subsuperficial. Así mismo un terreno casi plano, cortado a intervalos frecuentes por vías de agua bastante profundas. Aún cuando el drenaje superficial de estos terrenos esté desarrollado pobremente, el agua en exceso podría percolar hacia estratos permeables y encontrar escape en las vías de agua de los cortes profundos. En estas condiciones, la presencia de las vías de agua naturales, que es factor topográfico, en una área que normalmente requeriría extensas obras de drenaje, resulta en una diferencia muy grande en la planeación del drenaje y en el costo de las obras requeridas. En conclusión, la topografía influye en la planeación, disposición y diseño de los sistemas de drenaje, así como para determinar los requisitos del drenaje artificial y aún más, para determinar si realmente se necesita dicho drenaje artificial.

Los planos topográficos son esenciales para la solución de cualquier problema de drenaje. La topografía muestra los declives de los terrenos, la longitud de los declives, la localización y dirección del drenaje natural, las salidas potenciales para eliminación y otras condiciones especiales que puedan afectar el

drenaje. Estos planos por si solos a menudo constituyen la clave para elegir el tipo de drenaje que se necesita y para determinar en cierto grado su practicabilidad. La escala de los planos que se usa depende del tamaño del área de que se trate y del propósito de estudio. Para estudios preliminares, una escala de 1:50 000, usualmente es adecuada, para estos casos se cuenta con los planos del DETENAL. Para áreas más pequeñas o para estudios más detallados, es ventajosa una escala de 1:20 000. Los estudios detallados de áreas con problemas especiales y la localización y el diseño de obras específicas pueden requerir escalas de 1:5 000 o menores. La equidistancia (o intervalo) de las curvas de nivel en los planos topográficos debe ser consecuente con su escala, con el tamaño del área y el propósito del mismo. Para estudios preliminares de grandes áreas que tienen relieve topográfico considerable, un intervalo de 5 ó 10 metros sería satisfactorio, siempre que esté bien representada la configuración del drenaje natural. La equidistancia de 1 metros es suficiente en general para proyectar la disposición del drenaje, pero para terrenos extensos casi planos, se justifica una equidistancia de 0.50 metros. Además del relieve y de los detalles naturales, los planos topográficos deben mostrar los manantiales, veneros, humedades y pozos; y las obras existentes como caminos, ferrocarriles, alcantarillas, tuberías y las líneas de servicios públicos como electricidad, teléfono, telégrafo, etc.; y la subdivisión de los terrenos y los linderos de propiedades.

Frecuentemente existen planos topográficos de las áreas de riego, propuestas o existentes. Estos pueden haber sido preparados específicamente con el propósito de planear los sistemas de riego o pueden haber sido preparados para otro propósito. Si no existen planos -

topográficos adecuados, es necesario efectuar estudios y levantamientos topográficos en el campo.

Las fotografías aéreas de una zona son muy útiles en los planos topográficos al presentar un panorama de conjunto de los cauces naturales y artificiales de drenaje y, particularmente, de las condiciones para las salidas de eliminación. Adicionalmente revelan a menudo la existencia y la localización de problemas de drenaje, por ejemplo, las áreas donde hay humedad o transminación y las zonas salinas o alcalinas, y pueden dar indicios de la fuente de donde proviene el agua en exceso.

#### C.2.2. INFORMACION GEOLOGICA.-

La geología, y en particular la geomorfología de una área, tienen interés en los problemas de drenaje, principalmente en relación con los efectos en la porción de la corteza terrestre que llegan hasta una profundidad de unos 10 metros, excepto cuando se estudia la posibilidad de drenaje por pozos, lo que requiere exploraciones más profundas. La consideración de los procesos geológicos es útil para entender y analizar la ocurrencia y solución de problemas de drenaje, puesto que los suelos son producto residual de material firme original, y de la topografía, clima, cubierta vegetativa y de los procesos de la intemperie. Estos factores determinan en los suelos su textura, características químicas, propiedades hidráulicas, etc. Uno de los asuntos de mayor interés, es el proceso de la formación del manto superficial de tierras y de su topografía asociada; y otro, es la existencia de los acuíferos artesianos.

Como los suelos son el resultado de procesos geológicos complicados, existen muchos tipos de suelos geoló-



gicos e innumerables combinaciones de tipos, y cada uno tiene significado en los estudios de drenaje. Se puede llegar a obtener un entendimiento más amplio de los problemas de drenaje si se conoce el efecto de los procesos geológicos.

La identificación de los acuíferos artesianos puede ser importante desde el punto de vista de drenaje. Un acuífero artesiano que está bajo presión suficiente, de modo que el agua suba hasta la superficie del terreno o cerca de ella, puede contribuir a crear un problema de drenaje. Esta agua y la percolación profunda del riego y de la precipitación fluvial, se debe remover y retirar si se desea obtener éxito en la agricultura.

### C.2.3. INFORMACION RELATIVA A CARACTERISTICAS DEL SUELO.-

Lo que interesa principalmente en el drenaje subsuperficial es el movimiento del agua a través del suelo. Toda la planeación del drenaje subsuperficial se basa en este fenómeno. Todas las características del suelo relativas a densidad, porosidad, tamaño de partículas, granulometría, textura, propiedades químicas, capacidad de retención de agua, etc., afectan al movimiento del agua a través del suelo, como también lo afecta la composición química de las sustancias disueltas en el agua. Sin embargo, de todas las características que afectan este movimiento, la que integra los efectos combinados para el caso particular de una cierta agua y de un cierto suelo, y la que es básica en la solución de los problemas de drenaje, es la permeabilidad, o conductividad hidráulica. Se han hecho muchos intentos y se continúan haciendo, para establecer una relación definida entre la permeabilidad y una o más de las características del suelo que sean fáciles de

de determinar, pero solo se ha encontrado correlación muy limitada. Las múltiples características que afectan la permeabilidad y sus variadas interrelaciones son tan complejas, que es dudosa que alguna vez se -- llegue a establecer una correlación universal. Puede ser posible establecer correlación en áreas limitadas, donde los suelos se derivaron de un mismo origen, se depositaron de la misma manera, donde fueron afectados por las mismas condiciones climáticas y en general donde han tenido semejanza suficiente, de modo que muchas de las interrelaciones entre las características quedan anuladas; pero este caso sería una excepción. La mejor información, para usarla en el análisis y solución de los problemas de drenaje subsuperficial, es el conocimiento de la permeabilidad del suelo.

#### C.2.3.1 PERMEABILIDAD DEL SUELO.-

La facilidad con la que se mueve el agua dentro del -- suelo es una propiedad física del mismo, que cuando se expresa numericamente se designa como permeabilidad. -- El conocimiento de la permeabilidad y de los medios -- para determinarla, son esenciales para comprender y -- corregir la mayoría de los problemas de drenaje subsuperficial. La permeabilidad ha sido definida de va-- rias maneras. Como se usa aquí, se refiere al movi--- miento de un agua particular en un suelo particular -- bajo condiciones especificadas. Se mide y se expresa en términos de,  $k$ , en la ecuación de Darcy, y en esta forma es sinónima de la conductividad hidráulica. Dimensionalmente es una razón,  $K = v/i$ , en la cual,  $v$ , -- es la velocidad de la corriente,  $i$ , es el gradiente -- hidráulico. Comúnmente se la designa como coeficiente de permeabilidad y se expresa en unidades de longitud por unidad de tiempo.

La permeabilidad media de un perfil de suelo se usa mucho en la determinación de los requisitos de drenaje subsuperficial, pero no se puede obtener gran precisión para este valor. Los suelos son usualmente heterogéneos y anisotrópicos y rara vez se encuentra uniformidad en el campo para las condiciones que afectan la permeabilidad en una Área que tenga tamaño apreciable. Sin embargo, la permeabilidad media se debe determinar con tanta precisión como sea posible. El método que se usa en cada caso debe ser consecuente con las condiciones físicas y con las necesidades del trabajo. Existen varios procedimientos para obtener la permeabilidad, de los cuales ya han visto ustedes algunos en otra parte del curso.

C.2.3.2. TEXTURA DE LOS SUELOS.-

La textura expresa la proporción de los distintos tamaños de partículas en una muestra de suelo. La textura es importante en el drenaje subsuperficial porque es una característica del suelo que tiene relación general con la permeabilidad y con la retención del agua. En general, los suelos de textura gruesa tienen mayor permeabilidad y más baja retención de agua que los suelos de textura fina. La textura como ustedes saben se mide fácilmente por medio del análisis granulométrico que separa grupos fraccionales de distintos tamaños. El Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, ha desarrollado y adoptado la siguiente clasificación de partículas. Esta clasificación es la más recomendable en los trabajos de clasificación de tierras y de obras de drenaje, porque relaciona mejor las propiedades agrícolas de los suelos y per-

mite una mejor correlación para estimar la permeabilidad, que el sistema de la clasificación unificada de suelos de Casagrande.

<u>MATERIAL</u>	<u>DIAMETRO</u>
Piedras	mayor de 10 pulg. (254 mm)
Guijarros	3 a 10 pulg. (76 a 254 mm)
Grava gruesa	0.5 a 3 pulg. (13 a 76 mm)
Grava fina	2 a 13 mm
Arena muy gruesa	2.0 a 1.0 mm
Arena gruesa	1.0 a 0.5 mm
Arena mediana	0.5 a 0.25 mm
Arena fina	0.25 a 0.10 mm
Arena muy fina	0.10 a 0.05 mm
Sedimento, polvo, limo (silt)	
Arcilla	menor de 0.002 mm

La clasificación según la textura consiste de - - agrupamientos arbitrarios, basados en la proporción relativa de partículas de distintos tamaños en la masa del suelo. El triángulo de textura de suelos, que se muestra en los anexos, se utiliza para relacionar los datos cuantitativos obtenidos del análisis granulométrico detallado, de las - - fracciones de tamaño inferior de 2 mm de diámetro, con los nombres acostumbrados de la clasificación textural de los suelos.

#### C.2.3.3. ESTRUCTURA DEL SUELO.-

La estructura del suelo es una característica muy útil para valorar y correlacionar la permeabili-

dad de los suelos que tienen texturas similares. La estructura se refiere a la agregación de partículas compuestas que están separadas de agregados adyacentes por superficies de poca resistencia. -- El tamaño, forma y acomodo de los agregados, y la forma y tamaño de los espacios que forman poros, -- constituyen la estructura del suelo. La forma y -- el acomodo de los agregados se designa como tipo -- de estructura de suelo; el tamaño de los agregados se designa clase de estructura de suelo; y el -- grado de distinción en la calidad de débil, modera -- do o fuerte, se designa grado de estructura del -- suelo. Los tipos principales de estructura de sue -- lo con los cuales trabaja el ingeniero de drenaje son: laminados, aterronados, granulados, prismáti -- cos y masivos.

#### C.2.3.4. PROFUNDIDAD DE LA ZONA DE BARRERA. --

La zona de barrera llamada también estrato de ba -- rraera, capa de barrera, o simplemente barrera, -- estrictamente hablando no es una característica -- del suelo, sino un término que se usa mucho en el trabajo de drenaje y que está íntimamente relacio -- nado con las características del suelo. La zona -- de barrera es un estrato o capa de lenta permeabi -- lidad, que restringe el movimiento del agua subte -- rránea. Como los estratos se encuentran general -- mente en disposición horizontal como resultado del modo de su formación, la zona de barrera usualmen -- te se considera como barrera al movimiento verti -- cal del agua. Esta condición no es exclusiva, -- -- porque en áreas de inconformidad, la barrera puede restringir el movimiento horizontal del agua.

Cuando el agua que se infiltra hacia abajo por --

acción de la fuerza de gravedad, alcanza la parte superior de una zona de barrera, se origina una condición saturada y se crean presiones diferenciales. El agua empieza a moverse entonces lateralmente a través del material que está encima de la zona de barrera, debido a dichas presiones. -- En esta forma, en la hidráulica del agua subterránea, la zona de barrera limita la profundidad de material disponible para el movimiento de dicha agua subterránea.

C.2.3.5. CONTENIDO DE SALES Y SODIO EN EL SUELO.

Aún cuando usualmente no tienen consecuencias en el drenaje de las áreas húmedas, las sales y el sodio intercambiable son factores que tienen algún efecto en el drenaje de los suelos en las zonas áridas. Prácticamente todos los suelos en dichas zonas contienen sales o sodio, o ambas cosas. Su efecto en la reducción de la producción de cultivos es de mucha importancia, pero también pueden tener efectos secundarios en los requisitos de drenaje y en el costo de los drenes.

La presencia esperada de sales en el agua de riego y en los suelos de las zonas áridas plantea el requerimiento de la lixiviación, para mantener un balance salino favorable en la zona de raíces. -- Esto significa que una cantidad igual o mayor de sal debe escapar del suelo en el agua de drenaje, en comparación con la que aporta al suelo el agua de riego. Significa además que el estudio del requerimiento del drenaje debe considerar la remoción del agua de lixiviación de los sustratos. La remoción del agua de lixiviación, en exceso de la infiltración profunda normal, puede necesitar

un aumento en el número de drenes y por lo tanto, un aumento del costo del sistema de drenaje. En la mayoría de los casos la infiltración profunda inherente a las prácticas normales de riego, -- mantiene un balance salino favorable y una concentración aceptable en la solución del suelo. -- Si la investigación descubre que el requisito de lixiviación es en exceso de la lixiviación normal que se obtiene con la infiltración profunda, -- asociada a las prácticas normales de riego, los requerimientos de drenaje se deben incrementar -- proporcionalmente.

El mantenimiento de un balance salino favorable, -- como se ha hecho notar arriba, es un requisito -- continuo si la producción agrícola se debe conservar permanentemente. Sin embargo, algunos suelos tienen una concentración tan alta de sales antes de la aplicación del riego, que es necesario -- efectuar una lixiviación pesada inicial, con -- agua de concentración salina aceptable, antes de comenzar la producción agrícola. Para quedar -- dentro de límites prácticos, el drenaje proporcionado no puede ser mayor del drenaje que requerirá la tierra bajo las condiciones de riego y cultivos normales después del mejoramiento inicial, lo que significa que durante el mejoramiento inicial el nivel del agua freática será más alto que durante el riego normal.

Una proporción alta de sodio intercambiable puede causar que las partículas del suelo se defloculen. Normalmente, la permeabilidad de los materiales -- del suelo disminuye con un aumento en el sodio -- intercambiable y los requisitos de drenaje aumentan en consecuencia. Hay excepciones a esta afirmación general, pero los requisitos de drenaje se

deben basar en la permeabilidad de los subestratos en el lugar de los hechos, sin tomar en cuenta las condiciones químicas o mecánicas que causan esta permeabilidad. No es de esperarse que disminuya la permeabilidad de los subestratos de tierras drenadas adecuadamente, si la calidad -- del agua y la del suelo en la zona de raíces, -- son satisfactorias para sostener agricultura de riego.

Aún cuando los requisitos de drenaje puedan estar basados en la permeabilidad de un suelo sódico, - este tipo de suelo con frecuencia es difícil de - manejar por los métodos de construcción ordina-- rios, lo que aumenta el costo de construcción.

Esta "sopa" de material puede impedir que se excave de primera intención la zanja de un dren abierto hasta su profundidad total, debido a que los - taludes continuamente se deslizan hacia el inte-- rior. A veces se puede usar el método de cons-- trucción en etapas, para dominar esta condición, - aún cuando se pueda necesitar tiempo considerable para alcanzar la profundidad proyectada para el - dren.

La tabla siguiente da límites físicos y químicos aceptados para delineación de suelos salinos y -- sódicos. Es de interés para el ingeniero de dre-- naje, porque da una indicación de los problemas - de construcción, sin ser concluyente. En la prác-- tica, las condiciones en una excavación se debe - correlacionar con los valores físicos y químicos, para establecer una base para apoyar conclusiones.



un aumento en el número de drenes y por lo tanto, un aumento del costo del sistema de drenaje. En la mayoría de los casos la infiltración profunda inherente a las prácticas normales de riego, -- mantiene un balance salino favorable y una concentración aceptable en la solución del suelo. -- Si la investigación descubre que el requisito de lixiviación es en exceso de la lixiviación normal que se obtiene con la infiltración profunda, -- asociada a las prácticas normales de riego, los -- requerimientos de drenaje se deben incrementar -- proporcionalmente.

El mantenimiento de un balance salino favorable, -- como se ha hecho notar arriba, es un requisito -- continuo si la producción agrícola se debe conservar permanentemente. Sin embargo, algunos suelos tienen una concentración tan alta de sales antes de la aplicación del riego, que es necesario -- efectuar una lixiviación pesada inicial, con -- agua de concentración salina aceptable, antes de comenzar la producción agrícola. Para quedar -- dentro de límites prácticos, el drenaje proporcionado no puede ser mayor del drenaje que requerirá la tierra bajo las condiciones de riego y cultivos normales después del mejoramiento inicial, lo que significa que durante el mejoramiento inicial el nivel del agua freática será más alto que durante el riego normal.

Una proporción alta de sodio intercambiable puede causar que las partículas del suelo se defloculen. Normalmente, la permeabilidad de los materiales -- del suelo disminuye con un aumento en el sodio -- intercambiable y los requisitos de drenaje aumentan en consecuencia. Hay excepciones a esta afirmación general, pero los requisitos de drenaje se

deben basar en la permeabilidad de los subestratos en el lugar de los hechos, sin tomar en cuenta las condiciones químicas o mecánicas que causan esta permeabilidad. No es de esperarse que disminuya la permeabilidad de los subestratos de tierras drenadas adecuadamente, si la calidad del agua y la del suelo en la zona de raíces, son satisfactorias para sostener agricultura de riego.

Aún cuando los requisitos de drenaje puedan estar basados en la permeabilidad de un suelo sódico, este tipo de suelo con frecuencia es difícil de manejar por los métodos de construcción ordinarios, lo que aumenta el costo de construcción.

Esta "sopa" de material puede impedir que se excave de primera intención la zanja de un dren abierto hasta su profundidad total, debido a que los taludes continuamente se deslizan hacia el interior. A veces se puede usar el método de construcción en etapas, para dominar esta condición, aún cuando se puede necesitar tiempo considerable para alcanzar la profundidad proyectada para el dren.

La tabla siguiente da límites físicos y químicos aceptados para delineación de suelos salinos y sódicos. Es de interés para el ingeniero de drenaje, porque da una indicación de los problemas de construcción, sin ser concluyente. En la práctica, las condiciones en una excavación se debe correlacionar con los valores físicos y químicos, para establecer una base para apoyar conclusiones.

S U E L O	CE x 10 <sup>3</sup> *	PSI**	PH
Normal	< 4	< 15	6.5 a 7.5
Salino	≥ 4	< 15	< 8.5
Salino sódico	> 4	> 15	≥ 8.5
Alcalino	< 4	> 15	8.5 a 10

\* Conductividad eléctrica en milimhos por centímetro a 25°C.

\*\* Porcentaje de sodio intercambiable

C.2.4. INFORMACION RELATIVA AL AGUA

C.2.4.1. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

El agua de escurrimiento superficial se debe considerar en el análisis del drenaje, porque esta agua también se debe retirar de las tierras agrícolas. Como el agua tiende a moverse hacia los puntos más bajos de la topografía, en la mayoría de los casos es normal que tanto el escurrimiento superficial como el subsuperficial ocupen el mismo cauce de eliminación. En consecuencia, al considerar el diseño del dren, se debe proporcionar suficiente capacidad para el agua que proviene de ambas fuentes.

El escurrimiento superficial se origina por la precipitación pluvial y por el desperdicio de riego. En general, las estimaciones del escurrimiento pluvial y del proveniente del desperdicio de riego, son datos asequibles al ingeniero de drenaje.

je, para uso en el diseño de drenes. Cuando no existen estimaciones para estos escurrimientos, se tienen métodos simplificados que pueden usarse, para obtener valores cuantitativos para estos factores.

C.2.4.2. PRECIPITACION PLUVIAL.-

La precipitación normal en las regiones áridas -- usualmente es una pequeña parte de la aportación a una área regada y por lo tanto, es de poca importancia en las investigaciones de drenaje. Su importancia es mayor en las zonas de riego de las regiones semihúmedas. Sin embargo, la precipitación excesiva usualmente en forma de tempestad, puede ser de interés principal en una cierta área de riego y se debe considerar en varios aspectos del drenaje. La precipitación pluvial puede llegar a ser un factor en los requisitos del drenaje subsuperficial y usualmente, es un factor determinante en el drenaje superficial. Cuando los declives son relativamente escarpados o cuando los suelos son fácilmente erosionables, el manejo del escurrimiento pluvial puede llegar a ser un problema difícil y costoso.

C.2.4.3. ESCURRIMIENTO PLUVIAL.-

El escurrimiento pluvial depende de la topografía

de los suelos, cubierta vegetal, uso de la tierra, y de las características hidrometeorológicas del área.

Los drenes superficiales se deben diseñar para manejar un caudal considerablemente menor que el máximo escurrimiento potencial. En general, se deben usar frecuencias de avenida de uno en 5 ó uno en 10 años. Se usan avenida de frecuencia más baja en donde es necesario construir estructuras relativamente costosas, o en donde el daño que las avenidas pudieran causar, requiera un diseño más conservador. Como las consecuencias -- que resultan de la capacidad inadecuada de un -- cauce, usualmente no son muy severas, no se justifica gran refinamiento en la estimación.

A pesar de la existencia de muchas fórmulas y de la disponibilidad de métodos analíticos, el modo más práctico de estimar los requerimientos del drenaje superficial para el escurrimiento pluvial, es el estudio de los cauces y alcantarillas existentes en la región. La misma capacidad para avenidas, o el mismo grado de protección que se usa para los caminos de las parcelas y para los laterales de riego, se consideran -- ordinariamente adecuados para los drenes superficiales. En consecuencia, la provisión de capacidad para escurrimiento pluvial, comparable al que proporcionan otras obras existentes, usualmente es aproximadamente correcta. Si las obras existentes tienen o tuvieron en alguna ocasión -- capacidades inferiores a las que se requieren para frecuencia de uno en 5 años, mostrarán señales de inadecuación o habrán sido reemplazadas. En los lugares donde hay muy pocas alcantarillas

o muy pocos canales de drenaje que permitan comparación, se debe usar algún tipo de método analítico, de los vistos ya anteriormente.

C.2.4.5.

EXCEDENTES DE RIEGO.-

El desperdicio superficial de las parcelas que se deriva del riego, varía con muchos factores que incluyen las texturas del suelo, los declives de los terrenos, la longitud de recorrido del agua de riego y la eficiencia del riego. En las mejores condiciones, con excelente administración, es posible regar de modo que no exista ningún desperdicio de agua de riego que salga fuera del área regada, pero este caso es la excepción más bien que la regla. Un suelo arenoso profundo con declives prácticamente planos y con carrera de riego corta, se maneja más fácilmente para lograr que no exista desperdicio de las parcelas, en tanto que un suelo de textura fina, que tiene fuertes declives y largos recorridos de riego, es mu difícil de manejar para evitar el desperdicio. En la práctica, un sistema de drenaje se debe diseñar dando un cierto margen para el desperdicio de las parcelas, salvo que las operaciones de riego en el área demuestren que ese margen no se necesita.

Como el desperdicio de las parcelas puede llegar a un valor tan grande como el 50% del agua aplicada a cualquier parcela en particular, la cantidad total de desperdicio de las parcelas que se debe conducir en cualquier momento a un punto de un dren, depende de la cantidad que se desperdicia de cualquier parcela particular, y del número de parcelas que están siendo regadas al mismo tiempo, aguas arriba de dicho punto.

Las curvas de capacidad de los canales se basan en el suelo, el clima, en la distribución de -- cultivos y en factores similares para un proyec-- to particular, y toman en cuenta la rotación -- del agua de riego entre las parcelas. Estos -- mismos factores se pueden usar para establecer la capacidad para el desperdicio de las parce-- las que llega a los drenes, a menos que se dis-- ponga de mejor información, como la medición -- real del desperdicio de las parcelas de un pro-- yecto que está en operación.

Un plano topográfico en el cual estén localiza-- das las tierras regables y los drenes, permiti-- rá la determinación para cualquier punto en el dren, de las hectáreas totales regadas cuyo des-- perdicio de parcela debe pasar por dicho punto.

La capacidad de los laterales para esas hectá-- reas se puede obtener de la curva correspondien-- te. Aplicando un factor a dicha capacidad, el cual variará con los conceptos enumerados arri-- ba, se podrá obtener el margen de capacidad pa-- ra el dren, para tomar en cuenta el desperdicio de las parcelas. Para un proyecto de riego - - común y corriente se puede usar un factor de -- alrededor de un 25%.

C.3.

SECUELA A SEGUIR PARA DISEÑAR UN SISTEMA DE DRENAJE.-

Los problemas de drenaje que se pueden presentar en las zonas agrícolas son muy variados y de diverso grado de complejidad. Sin embargo nosotros haremos una división general de dichos problemas, tomando como base si corresponden a zonas de nueva apertura a las prácticas de riego o bien a zonas que ya han estado funcionando bajo riego durante un tiempo.

Esta división adoptada corresponde a los dos tipos de problemas de drenaje que generalmente se tienen en las dos clases de obras encomendadas a la Dirección General de Grande Irrigación y que son: LA APERTURA DE NUEVAS ZONAS DE RIEGO Y LA REHABILITACION DE LOS DISTRITOS DE RIEGO.

A continuación se hará una breve descripción de los pasos más importantes que se deben seguir para lograr el diseño de las redes de drenaje o bien el mejoramiento de la red ya existente, en las ZONAS DE RIEGO NUEVAS Y ZONAS DE RIEGO YA EN OPERACION.

I.- SECUELA PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE DRENAJE EN UNA ZONA DE RIEGO NUEVA.

Para estos casos generalmente el problema principal a resolver es el de proporcionar una evacuación de los excedentes de agua superficial que se presentan en la zona, de tal forma que se garantice la producción agrícola planeada y que el costo de las obras necesarias sea el más bajo posible.

En virtud de que regularmente las fuentes del agua superficial en exceso, en estos casos sue-



len ser la precipitación pluvial y los excedentes de riego, tanto los estudios como la solución del drenaje son sencillos.

Para diseñar el sistema de drenaje de cualquier zona, es conveniente tener siempre la respuesta a cada una de las siguientes cuestiones:

1. ¿Existen o podrán presentarse excesos de agua?
2. ¿Se cuenta con una salida adecuada para hacer la descarga del sistema de drenaje?
3. ¿Cual es la fuente que origina el exceso de agua?
4. ¿Es factible realizar adecuadamente el drenaje de la zona en estudio?
5. ¿Que cantidad de agua será drenada?
6. ¿Cual será el tipo de sistema que resuelva el problema al más bajo costo?

La secuela a seguir para llegar a la elección y diseño del sistema de drenaje que resuelva los problemas que se tengan, es la siguiente:

1. Revisión de información existente.- Primeramente se deberá proceder a recopilar, revisar y analizar todos los datos existentes sobre: geología, suelos, topografía, registros de pozos, niveles de agua subterránea y fluctuaciones, precipitación y escurrimiento superficial y conceptos parecidos que nos sean útiles para la solución del problema por resolver.

De esta revisión se establecerán los datos faltantes que se deberán obtener, así como los estudios faltantes por realizar.

2. Reconocimiento de campo. El reconocimiento de campo es uno de los pasos más importantes. La información y las impresiones que se obtengan serán valiosas para programar los estudios adicionales. Si es posible, al hacer el reconocimiento de campo el ingeniero debe estar acompañado por alguien familiarizado con el área y la investigación debe ser suficientemente completa, para obtener la información de los siguiente conceptos:
- a).- Localización y capacidad de los cauces naturales.
  - b).- Localización y condición de las salidas para la eliminación del agua excedente.
  - c).- Localización y características de canales, pozos, manantiales, estanques, vasos, u otras posibles fuentes de origen del agua subterránea.
  - d).- Estimación del nivel presente de la superficie freática e información con respecto a la fluctuación y dirección del movimiento del agua subterránea.
  - e).- Prácticas presentes para cultivo y condiciones de los cultivos, anotando cualquier tendencia hacia cambios futuros en esas prácticas.
  - f).- Tipo, localización, espaciamiento, profundidad y efectividad de todos los drenes que existen en el área o áreas adyacentes. Este es uno de los conceptos más importantes de cualquier investigación, porque los drenes exis-

tentes en áreas semejantes; constituyen el apoyo más firme para determinar los requisitos adicionales de drenaje en el área bajo estudio, o los requisitos de drenaje de una área similar.

- g).- Condiciones de la salida para eliminación.- Una de las primeras consideraciones en la planeación de todo drenaje, es determinar la adecuación de la salida de los drenes para la eliminación del caudal. Si la salida no es adecuada, se debe hacer lo que sea necesario para adecuarla o bien en caso necesario se debe planear el bombeo para garantizar la descarga. Cualquiera de estas medidas puede afectar la factibilidad del drenaje.

Las investigaciones necesarias para determinar la adecuación de la salida, dependen de las características de la corriente o del área, que van a recibir el gasto de drenaje para su eliminación.

Cuando los sistemas de drenaje descargan en ríos, arroyos, lagos u otras masas de agua que tienen fluctuaciones y altas aguas, es necesario determinar la elevación, frecuencia y duración de los niveles máximos, con tanta aproximación como sea posible y analizar su efecto en el sistema de drenaje. Estas fluctuaciones determinan la elevación del extremo inferior del gradiente hidráulico del

sistema. La superficie del agua en las obras de salida de un drenaje por gravedad, debe coincidir con la superficie normal del agua de estanques, lagos o vasos inferiores, a menos que los estudios demuestren que los niveles máximos tendrán suficiente frecuencia y duración para ser perjudiciales al drenaje, en cuyo caso, la elevación de la plantilla del dren debe subir. En las circunstancias usuales esto significa que las tierras drenadas deben quedar de 2.50 a 3.00 metros o más arriba de la elevación de la salida, si las tierras han de ser drenadas económicamente.

Las condiciones de niveles máximos se pueden obtener estudiando los registros de las escalas, si existen; por observaciones de huellas en las márgenes de las corrientes o lagos, y por investigaciones con la gente de la localidad. La adecuación de las salidas naturales se puede encontrar calculando el escurrimiento estimado para toda la cuenca a la que dan servicio y comprobando su capacidad.

Puede haber casos excepcionales, en los cuales el efluente del escurrimiento superficial puede ser eliminado en sumideros, donde percola hacia dentro del terreno y se une a la masa de agua subterránea. Esto es posible solo en aquellos casos donde la pro-

plia masa de agua subterránea tiene salida hacia una corriente o hacia otro sistema de drenaje, o cuando la salida es hacia una área donde no -- creará problemas que requieran la -- construcción de drenes subsuperficiales. La rapidéz de infiltración en estos sumideros debe ser suficientemente grande para absorber los gastos de drenaje necesarios, y debe -- permanecer con esa capacidad el tiempo necesario para que el desarrollo constituya un método económico.

- h).- Marcas altas que haya dejado el agua en el terreno o cualquier otro dato que pueda ayudar a valorar los escurrecimientos de avenidas.
- i).- Detalles topográficos que pueden -- afectar la localización de los drenes.
- j).- Indicaciones sobre la existencia de salinidad y alcalinidad en los suelos.
- k).- Comentarios de las personas de la región sobre problemas que hayan observado sobre encharcamiento de algunas zonas, sitios de desbordamiento de -- las corrientes existentes, magnitud y frecuencia de avenidas, etc.

### 3. DELIMITACION DE CUENCAS EXTERNAS.-

En un plano topográfico de la suficiente -- amplitud, se localizará la zona por drenar, a fin de investigar si existen áreas exter-

nas, que por la topografía existente, aporten escurrimientos a la misma.

Esto es de suma importancia, ya que en la mayoría de los casos, los principales escurrimientos superficiales que causan problema de drenaje en las zonas de riego, provienen de cuencas externas.

Asimismo, este dato servirá para localizar los sitios en los cuales las aportaciones de estas cuencas cruzan los canales principales de la zona de riego, ya que generalmente estos la delimitan perimetralmente. Esta información nos servirá para planear la estructura de cruce necesaria para proteger dichos canales.

Otra aplicación de esta delimitación de cuencas externas, consiste en determinar si dentro de la zona en estudio existen los cauces necesarios para que, los escurrimientos que se aportan, transiten sin ocasionar problemas.

#### 4. VALUACION DE GASTOS DE CUENCAS EXTERNAS.-

Se procederá a localizar las estaciones hidrométricas y climatológicas que existan en las cuencas externas, a fin de obtener la información de gastos de escurrimientos en las corrientes, registros pluviográficos y pluviométricos, que nos permitan hacer la determinación de los escurrimientos superficiales que llegarán a la zona en estudio.

Para esto se aplicarán los métodos adecuados a la información que se obtenga, de acuerdo con lo ya visto en la parte correspondiente a Hidrología.

5. CONTROL DE GASTOS DE CUENCAS EXTERNAS.-

En base a la información obtenida en los párrafos anteriores, se sabrá la magnitud de los escurrimientos que aportan las cuencas externas, la existencia y características de los cauces naturales que conducen estos escurrimientos, la magnitud y tipo de problemas que ocasionan o pueden ocasionar los mismos dentro de la zona de riego, con lo cual se podrá tomar la decisión de como manejar dichos gastos, es decir; si conviene desviarlos, a fin de evitar su entrada a la zona de riego; o bien si cruzaran la misma, en que forma y que obras se requerirán para esto.

6. PLANEACION DE LA RED DE DRENAJE.-

Teniendo los planos topográficos y la localización de los cauces naturales y artificiales existentes dentro de la zona en estudio, así como la lotificación y localización de canales de riego, se procederá a definir la localización de los drenes necesarios para completar la red de drenaje, teniendo presente que cada lote debe tener acceso para descargar a un dren.

7. OBTENCION DE LA GRAFICA DE COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE.

Con la planeación de la red de drenaje adoptada se procede a elaborar la gráfica de coeficientes unitarios de drenaje, en la forma siguiente.

a).- Dentro de la red adoptada, se seleccionan drenes representativos con

Áreas de influencia grandes, chicas y medias. Como mínimo se deberán elegir 3 drenes, uno con una área de cada tipo.

b).- Se obtienen para cada uno los datos fisiográficos de sus respectivas cuencas.

c).- Se obtienen los gastos máximos de escurrimiento con el período de retorno elegido, para cada uno de los drenes seleccionados, mediante la aplicación de los métodos de cálculo ya vistos anteriormente.

Es recomendable, cuando haya datos suficientes, aplicar como mínimo dos métodos, a fin de poder seleccionar mejor el gasto máximo.

d).- Con los gastos máximos elegidos para cada dren analizado, se obtiene un coeficiente unitario de drenaje, dividiendo estos valores entre el área de influencia de cada uno.

e).- Teniendo como coordenadas el área y el coeficiente unitario de drenaje, se grafican los puntos obtenidos en una escala logarítmica y se unen mediante una línea recta.

f).- Se limita la gráfica en sus dos extremos, con los siguientes criterios:

- Hasta la máxima área de drenaje que se tenga en la zona.

- Hasta la lámina de inundación ele



gida o bien capacidad del dren mí  
nimo.

8. DISEÑO DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DE LA -  
RED DE DRENAJE.-

Teniendo como datos el área drenada y el co  
rrespondiente coeficiente unitario, obteni-  
do en la gráfica, se obtiene el gasto de di  
seño en cualquier punto de un dren, en base  
al cual se fija una sección transversal y --  
una pendiente longitudinal.

9. REVISION DE FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE TO  
DO EL SISTEMA.

Con el diseño de las secciones y gastos de  
la red de drenaje, se procede a efectuar --  
la revisión del funcionamiento hidráulico -  
de toda la red, verificando niveles de agua  
y rasantes en las conexiones entre drenes -  
y en todos los trayectos de la misma:

10. LOCALIZACION DE ESTRUCTURAS DE CRUCE.-

En la planeación general, se localizan to-  
dos los sitios donde se requieran estructu-  
ras de cruce de drenes, con canales o con -  
caminos, las cuales se diseñarán con el g  
asto correspondiente.

La gráfica de coeficientes unitarios de dre  
naje para los períodos de retorno de 5 y 10  
años, comunmente empleados en el diseño de  
redes de drenaje, podrán ser utilizados pa-  
ra determinar los gastos de diseño para es-  
tructuras de cruce de poca importancia den-  
tro de la zona de riego, pero hay que hacer  
cálculos especiales para la determinación -

de gastos de diseño para cruces importantes como son: ríos con caminos de importancia - y cruces de canales principales con escurrimientos de cuencas externas, ya que en estos casos el período de retorno que se considera es mayor y además es conveniente - - analizar las condiciones particulares de la cuenca drenada hasta el sitio de cruce.

11. REVISION DE LAS CONDICIONES DE DESCARGA DEL DRENAJE.-

Con las secciones transversales, gastos, tirante y pendientes longitudinales adoptadas en el sistema se verifica que la descarga de toda la red sea eficiente, en caso contrario se harán los ajustes de diseño necesarios para lograr una buena descarga.

II.-

SECUELA PARA DISEÑAR EL SISTEMA DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO EN OPERACION.-

En estos casos los problemas de drenaje son difíciles ya que se tienen relaciones complicadas de suelos, agua, cultivos y prácticas de riego que se deben valorar a fondo.

Para este caso es necesario hacer una revisión del funcionamiento del sistema existente para verificar la evacuación eficiente de los excedentes de agua superficial en la zona, a fin de primeramente corregir la deficiencias que haya en este aspecto.

Pero generalmente los problemas de drenaje y salinidad que se presentan en los Distritos de Riego son complejos, por lo cual es necesario llevar a cabo un estudio mucho más complicado y extenso que el descrito en el anterior caso.

La secuela a seguir para diseñar el sistema o adecuar el existente, en un Distrito de Riego, de tal modo que elimine los problemas de drenaje, además de incluir prácticamente todos los puntos indicados en el caso anterior, comprende los siguientes pasos:

1) ESTUDIO DE LAS CONDICIONES SUBSUPERFICIALES.

La información sobre las condiciones subsuperficiales es básica en este tipo de problemas. La información requerida incluye:

(1) características del suelo en lo que se refiere a permeabilidad, textura y estructura; y (2) espesor, posición y continuidad de los distintos estratos. Cuando hay pocos datos disponibles, será necesario localizar e instalar perforaciones de obser

vación. El número y espaciamento de las perforaciones dependerá del alcance de la investigación, forma y tamaño del área, etc; de modo que el espaciamento puede variar desde algunas decenas de metros en un área pequeña que tiene problemas, a centenas de metros en una investigación para construcción, o a kilómetros en una investigación de reconocimiento.

Para hacer el análisis matemático de las condiciones subsuperficiales para investigar el flujo natural, los requisitos de drenaje, o la localización de los drenes, se requiere conocer el valor de la profundidad hasta la barrera, o conocer que la profundidad de la barrera es proporcionalmente tan grande, que su efecto es insignificante en el análisis. En áreas donde existen pozos domésticos u otra clase de pozos, la información se puede obtener revisando los registros de perforación, pero si esa información no existe, se deben hacer perforaciones de exploración e instalar dispositivos de observación para obtener la información que se necesita.

Cuando las barreras son muy profundas, la profundidad que se emplea en el método de espaciamento queda limitada por un valor máximo de la cuarta parte del espaciamento entre drenes; este dato suministra un valor límite para la profundidad de las perforaciones. En algunos casos se ha encontrado que el efecto de la profundidad de la barrera más allá de unos 10 a 12 m, tiene poco -

efecto en el espaciamiento de los drenes, de modo que solo algunas perforaciones se deben hacer hasta esa profundidad. Como los drenes se instalan frecuentemente a profundidades de unos 3 m., todas las perforaciones para un estudio de drenaje subsuperficial se deben llevar hasta dicha -- profundidad por lo menos. Como punto de arran-- que para una investigación de condiciones subsu-- perfciales en un área para la cual existen pocos datos disponibles, los planes se pueden ba-- sar razonablemente en la siguiente distribución de profundidades:

Una perforación en 10 se profundiza hasta -- la barrera.

3 perforaciones en 10 se profundizan de 9 - a 12 metros.

6 perforaciones en 10 se profundizan hasta 3 metros.

Cuando ya existe información adicional, que permite hacer cálculos preliminares del efecto de -- la profundidad a la barrera en el espaciamiento de los drenes, se debe reexaminar si es adecuada la distribución que se ha indicado.

Para analizar el efecto de las características -- subsuperficiales en la localización, profundidad y espaciamiento de los drénes, se debe dibujar -- una serie de perfiles que muestren la localiza-- ción, extensión y declives de los distintos es-- tratos.

- 2) IDENTIFICACION DE LA ZONA DE BARRERA. -- Por definición, como se usa en el Bureau of -- Reclamation, una zona de barrera es un es--

trato que tiene una permeabilidad de una -- quinta parte o menor, que el promedio pesado de permeabilidad de los estratos que están encima de dicha barrera. Aún cuando esta norma es arbitraria, ha resultado satisfactoria en la práctica y se puede usar hasta que exista mayor conocimiento sobre el movimiento del agua subterránea en suelos heterogéneos.

La permeabilidad pesada de los estratos de suelo se obtiene por la fórmula siguiente:

$$K_w = \frac{t_1 k_1 + t_2 k_2 + \dots + t_n k_n}{t_1 + t_2 + \dots + t_n}$$

Donde:

t = espesor de cada estrato individual

k = permeabilidad de cada estrato in situ (en el terreno).

- 3) ZONAS DE CONTACTO DISCONFORME.- En la formación de la corteza terrestre, hay muchos lugares en donde la erosión del viento y -- del agua dejó ondulada la superficie del terreno. Esto se debe, entre otras cosas, a que las áreas más densas, comunmente más duras, son más resistentes a la erosión que las áreas menos densas. Las áreas más densas son también más resistentes al movimiento interno del agua y tienen permeabilidades comparativamente más bajas. Posteriormente, en tiempos geológicos, algunas de --

estas áreas quedaron cubiertas con aluviones y en la época presente pueden tener una topografía superficial bastante regular y ser adaptables al riego. Bajo riego, cualquier agua en exceso se percola hacia abajo a través del material superficial, pero queda contenida detrás de los diques formados por la formación ondulada subsuperficial. Este fenómeno causa muchas veces manchas o zonas húmedas que no se pueden explicar de otra forma.

Es muy posible que el sistema normal de perforaciones de observación no revele la presencia de esta condición subsuperficial desfavorable. En áreas en donde se sabe que hay lutita subyacente y en lugares en donde los cortes profundos puedan revelar estratos ondulados de material impermeable, se debe hacer una investigación más detallada. En estas áreas, es necesario localizar y mapear estas barreras por medio de perforaciones más cercanas y proporcionar un sistema de drenaje que corte a través de los diques y que pueda drenar las masas de agua colgadas detrás de ellos.

- 4) ESTUDIOS DE LA FUENTES DE ORIGEN DEL AGUA.— La presencia de agua en exceso, que crea problemas de drenaje, se puede deber a (1) precipitación, (2) aplicación del riego, (3) infiltración de masas de agua superficiales (4) presión hidrostática de un acuífero artesiano, o a una combinación de estas fuentes de origen. La fuente de origen del agua perjudicial debe ser conocida, para tomar las medidas de protección adecuadas. Si la fuente de origen del agua que causa problema de drenaje es la precipitación, la solución puede -

ser proporcionar drenes superficiales más adecuados; si es exceso de agua de riego, la solución puede ser la educación de los usuarios del agua, además de proporcionar drenes (pero se debe recordar, que prácticamente todos los suelos áridos requieren algo de agua de riego en exceso a la del uso consuntivo, para control de salinidad) si el exceso es trasminación, la solución puede ser el revestimiento de canales; si es presión hidrostática, la solución puede comprender la construcción de pozos de alivio. Todas estas soluciones generalmente se combinan con drenes de alivio o interceptores.

A.- PRECIPITACION.- Los registros de precipitación que se consiguen para estudiar la relación de precipitación a escurrimiento, se deben analizar también desde el punto de vista de su efecto en el escurrimiento superficial y de su efecto en el nivel de la superficie freática. La distribución de la precipitación se debe relacionar a las fluctuaciones de las elevaciones de la superficie freática, y los registros de un largo período de precipitación, se deben relacionar a los hidrógrafos de los niveles del agua para el mismo período, en donde sea posible. La coincidencia de las fluctuaciones de estos factores, indicaría que la precipitación es dominante como fuente de agua de origen.

B. RIEGO.- Debido a la práctica común de aplicar cantidades de agua de riego excesivas, el problema de drenaje de una cierta área se puede rastrear frecuentemente a las prácticas de riego. Para determinar si el agua



de riego en exceso es la fuente de origen - de los problemas de drenaje, se deben investigar los siguientes puntos: (1) el efecto de los riegos individuales en la superficie freática, (2) la fluctuación del nivel de la superficie freática durante toda la estación de riego y durante el tiempo en que no hay riego, y (3) los cambios en las elevaciones de la superficie freática durante un período de varios años, y si es posible, -- antes y después de la aplicación del riego. Las prácticas de riego se deben relacionar a los tipos de suelo y a las necesidades de los cultivos; y en forma ideal, solo se debería aplicar agua suficiente para satisfacer las necesidades del cultivo y para mantener un balance salino.

C.- INFILTRACION.- La infiltración es la fuente de origen más importante de agua freática en muchas áreas con problemas de drenaje. La mayor parte de la infiltración se origina en las obras construidas para riego, como canales o vasos; o se origina por el riego de terrenos a niveles superiores; aún cuando en algunos casos, la infiltración puede provenir de la lluvia o del deshielo en áreas a mayor altura. La comparación de las fluctuaciones del nivel del agua subterránea, con los niveles del agua en canales y en vasos, o con la aplicación del agua de riego en terrenos a niveles superiores, puede indicar la fuente de origen del agua de infiltración. El crecimiento de tules, sauces y de otras plantas freato-

fitas, abajo de posibles fuentes de origen, es indicación de un alto nivel del agua - - freática y de posible infiltración subsuperficial. Otros métodos para rastrear la - - infiltración comprenden el uso de colorantes, sales, (isótopos algunas veces), perforaciones de observación y piezómetros.

D.- PRESION HIDROSTATICA.- En ciertas áreas, - se puede encontrar que la presión hidrostática de los acuíferos subyacentes es una - - fuente de agua perjudicial. Las presiones hidrostáticas, o artesianas, se presentan - cuando una capa de lenta permeabilidad cubre una capa permeable saturada, cuya fuente de alimentación se encuentra a elevación superior. La presión hidrostática puede - forzar el agua hacia arriba, a través de la capa de permeabilidad lenta, o a través de fracturas o fallas en dicha capa. Cantidades perjudiciales de agua artesiiana pueden existir y estar presentes, en áreas donde - viejos pozos artesianos tienen fugas debajo del terreno o cuando se permite que fluyan libremente a la superficie sin obras adecuadas que eliminen el escurrimiento superficial.

5) ESTUDIOS DEL AGUA FREATICA.- Los estudios de la superficie freática deben proporcionar información interesante y necesaria respecto al problema de drenaje. En áreas donde ya existe un - alto nivel de la superficie freática, esa información es esencial para entender el problema; y en áreas en donde se espera tal cosa, es necesaa-

ria para tomar medidas preventivas. La investigación deberá proporcionar datos: de la posición, extensión y de las fluctuaciones de la superficie freática; de la dirección y movimiento del agua freática; y de la indicación de las fuentes de origen del agua y de las áreas de descargas. La investigación se debe efectuar por medio de la instalación de perforaciones de observación y de piezómetros y por el análisis de las lecturas de medidas periódicas.

La medida de la profundidad del agua con respecto a la superficie del terreno, o al nivel del mar (Isobatas e Isohypsas) por medio de perforaciones de observación y de piezómetros, se efectúa con la frecuencia dictada por el problema particular bajo estudio. La frecuencia puede variar desde lecturas diarias hasta trimestrales, pero en general, las lecturas deben ser mensuales, por lo menos. Las lecturas tienen por objeto establecer un registro de las fluctuaciones del nivel de la superficie freática a través del tiempo, que refleje todos los factores que afectan a la superficie freática. Se necesita por lo menos un ciclo anual completo, para que se reflejen todos los factores; de modo que éste es el mínimo registro que debe estar disponible antes de emprender la localización y el diseño de un sistema de drenaje. Los datos con respecto a las observaciones de la superficie freática no tienen sentido y son inútiles, si no existe un análisis que interprete su significado. La simple recolección de datos es un gasto innecesario, a menos que le siga el dibujo de todos los datos en forma adecuada para estudio e interpretación de los resultados.

Los dibujos, que son útiles para analizar los - - problemas del agua subterránea son: mapas de la superficie freática, (Isobatas e Isohypsas) mapas de profundidad del agua, perfiles de la superficie freática, perfiles piezométricos e hidrógrafos.

6. APORTACION DEL AGUA SUBTERRANEA A LOS DRENES.-

En estado natural, el agua freática sigue el ciclo hidrológico, donde una parte de la precipitación que cae sobre la superficie del terreno se percola hacia abajo, para unirse a la masa existente de agua freática, y la masa en conjunto se mueve lentamente desde una elevación superior a otra inferior. En el curso de varios siglos, -- los vasos subterráneos se llenan con agua hasta que derraman por una salida natural, como manantial o corriente superficial. En la repetición del ciclo hidrológico, la superficie freática sube durante los periodos de alta precipitación y alta percolación profunda, con el aumento consiguiente de la corriente en la salida natural. - Un periodo de baja precipitación causa una condición inversa. Se llega a alcanzar estabilidad - donde el agua subterránea y la descarga natural fluctúan dentro de una pauta establecida.

Cuando se aplica agua de riego a la superficie - del terreno, aumenta la percolación y la pauta - se trastorna. La superficie freática sube y la descarga por la salida natural aumenta. Si el - agua freática se alimenta con mayor rapidez que la rapidez de viaje a dicha salida, el agua - -- freática sube y puede alcanzar nuevas salidas -- que aumentan su descarga. Si la descarga no es suficiente, el agua continúa subiendo en busca -

de otras salidas. Cuando la continuación de este proceso, hace subir a la superficie freática muy cerca de la superficie del terreno, la producción agrícola que se inició por el riego, se afecta adversamente y entonces se deben instalar salidas artificiales en la forma de drenes. El dren desempeña la función de impedir que la superficie freática invada la zona de raíces, en la medida que sea necesaria para que no se reduzca la producción de las cosechas. Una profundidad aerada de 1.00 a 2.00 m. hasta la superficie freática, se considera generalmente satisfactoria, y el valor exacto de la profundidad de diseño depende de las condiciones locales, incluyendo los tipos de cultivos. Después que se instalan los drenes y que continúa el riego, la salida natural del agua subterránea continúa funcionando y sigue descargando agua con mayor rapidez que durante el período de su estabilidad original. En consecuencia, los drenes no tienen por objeto retirar toda la percolación profunda, - - porque una porción de ella, sale a través de la salida natural.

Los datos obtenidos por la observación de la operación de un sistema de drenaje, son los mejores para uso en la determinación de la capacidad de diseño de un nuevo sistema, siempre que, suelos, sistemas de cultivo, clima, manejo del agua y - - otras condiciones, sean relativamente semejantes. Se debe hacer todo el esfuerzo posible, para obtener información de esa clase, antes de decidir el valor de la capacidad de diseño. La medición de los gastos en drenes, en distintos lugares, - proporciona información muy valiosa en lo que se

refiere a los límites generales de la capacidad de diseño, para drenes que solo conducen el exceso de agua subterránea y que no llevan escorrentamiento superficial de las parcelas regadas. Los datos de drenes de un proyecto cercano, que tenga condiciones similares, probablemente son los mejores para efectuar una comparación, pero también es posible usar datos de otros proyectos, analizando la diferencia de condiciones. Incidentalmente, los datos que se refieren al gasto de agua subsuperficial que se elimina por drenes, son relativamente escasos. Los ingenieros de drenaje deben hacer todo el esfuerzo posible para obtener datos adicionales; junto con información relativa del área servida por el dren, del programa de riego, de la percolación profunda probable y de las características del suelo, y dichos datos se debieran publicar o diseminar en alguna otra forma. Medidas reales hechas en lugares diferentes, indican que una capacidad media de diseño de 17.6 litros por segundo por kilómetro de dren, o una capacidad de 0.233 litros por segundo por hectárea (1 metro cúbico por segundo por cada 4,287 hectáreas) sería suficiente en condiciones normales. Las mediciones de gasto varían sin embargo, desde 9 hasta 70 litros por kilómetro de dren y desde 2,144 hasta 7,146 hectáreas por m<sup>3</sup>/s.

Donde no existen datos de experiencia, se puede usar la siguiente fórmula, para obtener el valor aproximado de la cantidad de agua que entra a drenes espaciados de alivio, proveniente de percolación profunda, cuando los drenes están arriba de la barrera:

$$q_p = 0.0000727 \frac{ykD}{L}$$

Donde:

- $q_p$  = gasto en metros cúbicos por segundo - por metro de longitud de dren, proveniente de percolación profunda.
- $y$  = Ascenso máximo permisible de la superficie freática arriba de la plantilla del dren, metros.
- $k$  = Permeabilidad media pesada del perfil del suelo entre la máxima superficie freática y la barrera, metros por día.
- $D$  = Suma de la altura del dren sobre la barrera, más  $\frac{y}{2}$ , metros, y
- $L$  = espaciamiento entre los drenes, metros.

Las literales de esta ecuación se relacionan a las literales y croquis mostrados en la Figura 1 del Capítulo C.5.1.

Para el caso en que el dren descansa justamente encima de la barrera, la fórmula aplicable es:

$$q_p = 0.0000463 \frac{kH^2}{L}$$

Donde:

- $q_p$  = Gasto en metros cúbicos por segundo -- por metro de dren, proveniente de percolación profunda.
- $k$  = Permeabilidad media pesada del perfil del suelo comprendido entre la eleva--

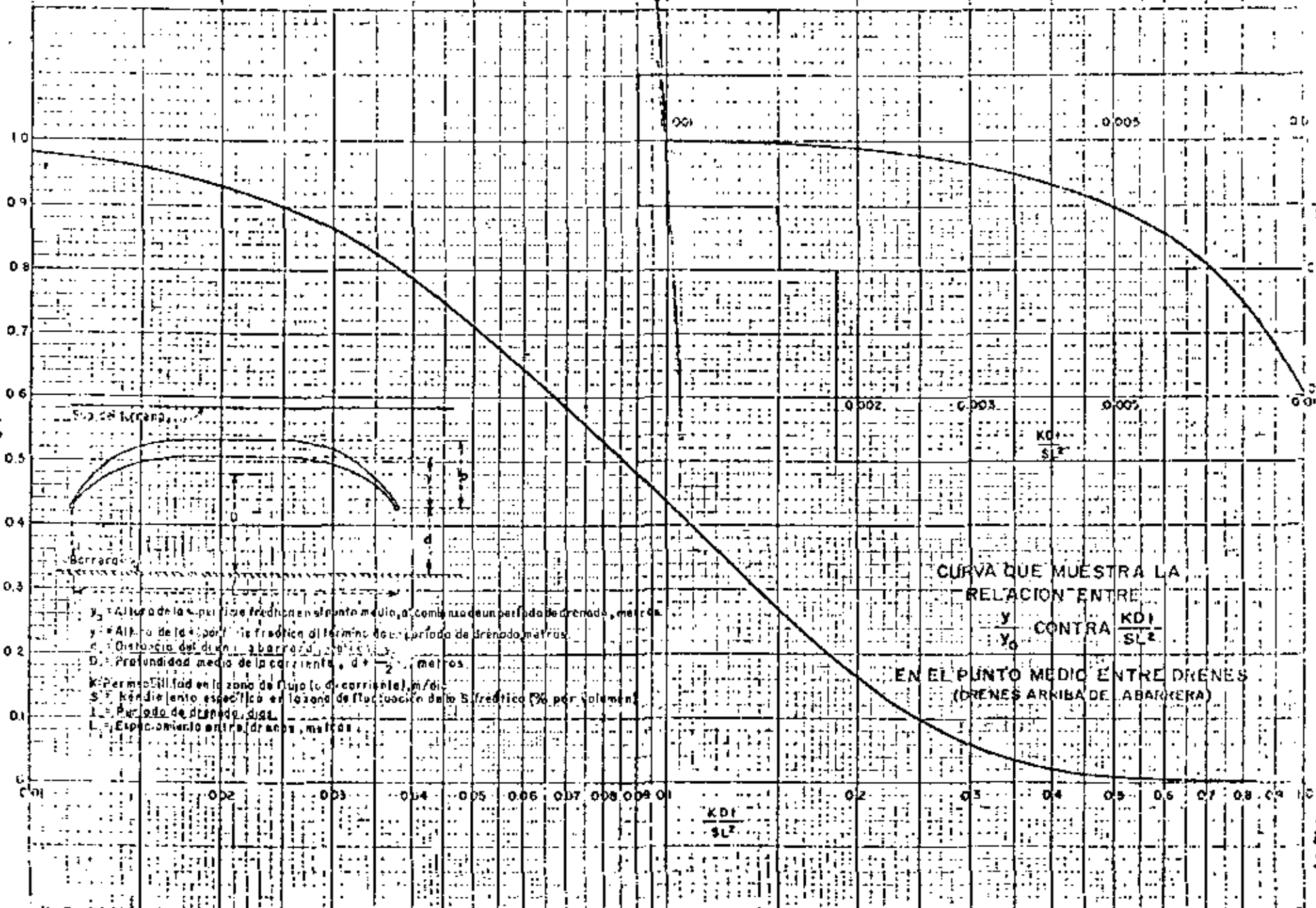
ción máxima de la superficie freática y el dren, metros por día.

H = Altura máxima permisible de la superficie freática, arriba de la plantilla del dren, metros, y

L = Espaciamiento de los drenes, metros.

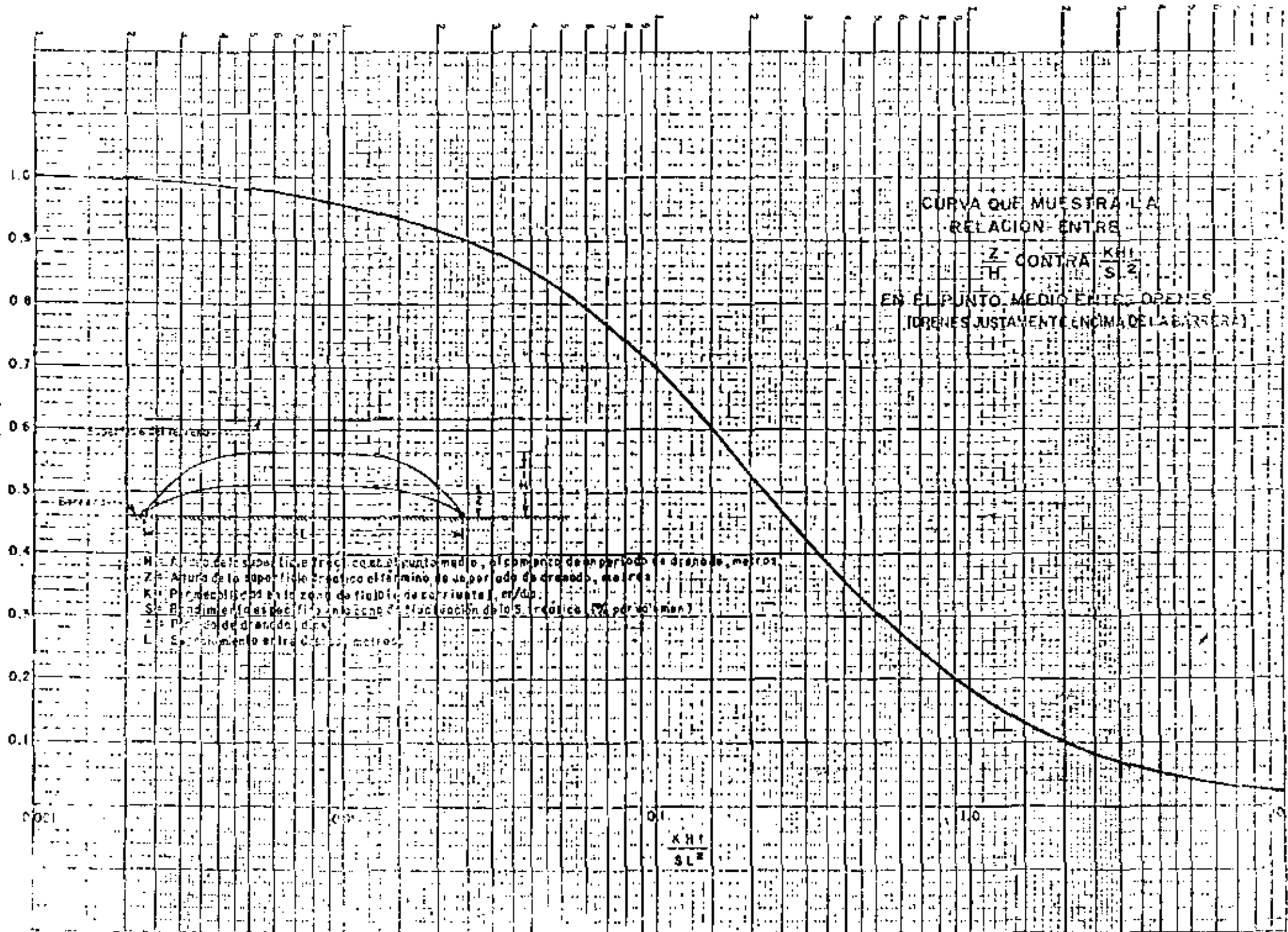
Las literales de esta ecuación corresponden a las literales y croquis que se muestran en la Figura 2 del Capítulo C.5.1.





CURVA QUE MUESTRA LA RELACION ENTRE  $\frac{y}{y_0}$  CONTRA  $\frac{KDI}{SL^2}$  EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES (DRENES ARRIBA DE ABARRERA)

- $y_0$  = Altura de la superficie freática en el punto medio, a comienzo de un período de drenado, metros.
- $y$  = Altura de la superficie freática al término de un período de drenado, metros.
- $d$  = Distancia del dren a barrera, metros.
- $D$  = Profundidad media de la corriente,  $d \times \frac{1}{2}$  metros.
- $K$  = Permeabilidad en la zona de flujo (o de corriente), m/día.
- $S$  = Rendimiento específico en la zona de fluctuación de la S. freática (% por volumen).
- $L$  = Período de drenado, días.
- $L$  = Espaciamiento entre drenes, metros.



C.4.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA DREÑES ABIERTOS.-

Existen dos tipos generales de drenes abiertos; - drenes someros y drenes profundos. Los drenes -- someros se usan normalmente para retirar el escurrimiento superficial que proviene de los desperdicios de riego y de las aguas pluviales. Este tipo de dren proporciona muy poco drenaje subsuperficial y se considera simplemente como una zanja para conducir agua de desperdicio o como un cauce para las aguas pluviales. Los drenes profundos se usan no solo para proporcionar drenaje subsuperficial, sino también para los sistemas de drenaje cubierto como para los sistemas de drenaje superficial somero. Los criterios de diseño son aproximadamente los mismos para ambos tipos de drenes.

La teoría y los detalles de diseño hidráulico de los canales abiertos se presentan en forma completa en muchos libros de texto de hidráulica, de modo que solo los criterios que pertenecen al diseño de drenes se presentan aquí.

- 1) Coefficiente de Rugosidad.- Se recomienda -- utilizar para el coeficiente de rugosidad -- un valor de  $n = 0.030$  a  $0.035$  para el empleo de la fórmula de Manning, en drenes nuevos de sección trapezoidal.
- 2) Velocidades.- En el diseño de drenes abiertos es necesario adoptar velocidades que por un lado no produzcan erosión y pongan en peligro la estabilidad de la sección del dren, y que por el otro no produzcan el azolvamiento de los mismos.

Por lo que respecta a las velocidades máximas permisibles, se ha observado que los valores siguientes han dado resultados satisfactorios en cada uno de los tipos de materiales indicados:

Tipo de Suelo	velocidad máx. m/seg.
1.- Arcilla -----	1.2
2.- Limo Arcilloso -----	1.0
3.- Limo Arenoso -----	0.80
4.- Arenoso Ligero -----	0.40

En cuanto a la velocidad mínima que se recomienda adoptar para evitar azolvamiento - - excesivo en un dren es de 0.40 m/seg.

En suelos de textura dudosa puede ser necesario hacer análisis de fuerza tractiva para determinar la probable estabilidad del cauce de drenaje. El objetivo que se persigue, es construir un cauce relativamente estable, que no se erosione ni tampoco esté sujeto a depósito de cantidades objetables de sedimento.

La mayor parte de las áreas que están propensas a problemas de drenaje son relativamente planas, y tienen elevación muy limitada, - - arriba de la superficie del agua en los cauces de salida, en donde se debe descargar el agua de drenaje. Entonces, normalmente, los gradientes mínimos, más bien que los máximos son el factor de control. En algunos casos, aún con los gradientes mínimos en todo el sistema de drenaje, es necesario proporcionar plantas de bombeo, para elevar el agua -

de drenaje hacia el río, hacia un cauce de salida o hacia un lago. La pendiente máxima posible bajo las condiciones topográficas es la deseable, siempre que la velocidad se conserve debajo de aquella que resultaría en erosión significativa. Cuando las pendientes superficiales son escarpadas, es necesario construir estructuras para controlar las velocidades.

- 3) Profundidad del Dren.- La profundidad de un dren somero que conduce aguas superficiales, está controlada solo por la cantidad de agua que se tiene que conducir; en tanto que la profundidad de un dren subsuperficial, para controlar el nivel de la superficie freática, queda afectada, además de la cantidad de agua que tiene que conducir, por el espaciamiento de los drenes y por las limitaciones del equipo de construcción. El caso de diseño más difícil, es aquel en que se requiere que el dren reciba agua de drenes tributarios, que conduzca agua de avenidas y de desperdicios de granjas; y que además reciba aportaciones de agua subterránea en toda su longitud. En primer lugar, debe ser suficientemente profunda para que la superficie del agua que fluye por él, quede abajo de la superficie freática.- Esto permite que el dren capture agua subterránea, y mientras mayor es la profundidad del dren, mayor es su área de influencia. En segundo lugar, la profundidad debe ser suficientemente grande para que los drenes tributarios puedan descargar en él. La elevación de la superficie del agua en el dren

colector, no debe ser mayor que la elevación que tiene el agua en el dren tributario. En tercer lugar, se debe dar un margen adicional de capacidad, para poder conducir las aguas de avenida. Normalmente este último problema no es serio en un sistema completo que consiste de drenes abiertos, porque cuando se satisfacen los dos primeros requisitos, hay capacidad en exceso, que usualmente acomoda la mayoría de los gastos de avenida. Puede ser que los gastos de avenida eleven el nivel del agua en el dren a un nivel más alto que la elevación del agua freática, lo cual impide que el dren recoja agua subterránea, pero esta condición es temporal y no es perjudicial. En ciertas áreas, en donde las avenidas repentinas pueden ser frecuentes donde existen problemas de niveles en la descarga, o bien cuando los suelos son altamente erosionables, puede ser económico proporcionar sistemas separados para drenaje subsuperficial y para drenaje de agua de avenidas.

Cuando los drenes tributarios son drenes cubiertos, la plantilla del dren colector abierto, debe estar abajo de la plantilla de los drenes cubiertos, como ya se indicó anteriormente, a profundidad suficiente para proporcionar el tirante normal de flujo (agua subsuperficial más desperdicios de granjas) en el dren abierto, más una profundidad adicional, que permite el manejo de algo de agua de avenidas en el dren abierto, sin remansar en el sistema de drenes cubiertos, y que compense por algunos resbalmien-

tos u obstrucciones de los bancos de la zanja, entre los periodos de limpieza, nuevamente en este caso, un ascenso ocasional -- del nivel del agua debido a avenidas mayores poco frecuentes no es perjudicial. Esta profundidad adicional debe ser de unos 45 cm. si es económica y físicamente posible; pero puede ser tan baja como 15 cm. si los bancos son estables, o si la profundidad adicional del dren abierto resulta inaceptable por otras razones.

En general, los drenes abiertos que se diseñan para evacuar aguas subsuperficiales tienen una profundidad, mínima como ya se dijo, dentro del intervalo de 2.50 a 3.00 m. para proporcionar el mejor balance entre el costo de los drenes y su espaciamiento. Ocasionalmente, pueden ser o menos profundos o más profundos, dependiendo de las condiciones locales; la más importante es la localización de los estratos permeables e impermeables subyacentes.

- 4) Sección de los Drenes. - Sección transversal del dren se debe aproximar tanto como sea posible, a una sección trapezoidal.

Los taludes de los cortes dependen del tipo de material a través del cual se excava el dren. Los taludes laterales deben ser mayores que el ángulo de reposo del material saturado, por lo menos hasta la altura del talud que quedará mojada cuando el dren esté funcionando. Arriba de la línea de saturación los taludes pueden ser iguales al ángu

lo de reposo del material seco. En los materiales en los que se excavan los drenes usualmente, los taludes laterales se conservan ordinariamente entre 1,5:1 y 2:1; pero en algunos materiales pueden ser mayores o menores, en cuyo caso debe fijarse un valor de acuerdo a los estudios de Geotecnia que se hayan realizado.

En general, se proporciona banquetas entre la orilla del corte y el camino o el bordo de desperdicio, debido a que se obtiene tanto una capacidad adicional al dren como estabilidad en la sección al alejar la carga del bordo de desperdicio. El ancho mínimo del fondo de los drenes queda influenciado por el tipo del equipo de excavación y de mantenimiento disponible que se usa. Si se usa draga de arrastre, no hay ventaja en escoger un ancho inferior al ancho del bote, usualmente se adopta un ancho de plantilla mínimo de 1.50 m.

En los casos en que se necesitan anchos de fondo muy grandes, para fines de control de avenidas, se debe considerar el uso de cauces pilotos en el fondo del dren. Un cauce piloto, que se puede considerar como "un dren dentro de un dren", es una pequeña zanja de capacidad suficiente para acomodar solamente el escurrimiento normal del drenaje subsuperficial. Esos cauces sirven para estabilizar el fondo de los grandes drenes, conservándolo seco y confinando al dren piloto el crecimiento de plantas acuáticas y los derrumbes; disminuyendo de este modo en for-



ma apreciable, los costos de mantenimiento.

- 5) Intersecciones con drenes tributarios.- -  
Los drenes tributarios abiertos deben entrar al dren más grande con la superficie del agua, cuando menos, a la misma elevación. Si el dren tributario conduce más de 400 litros por segundo, su alineamiento se debe curvar hacia aguas abajo en su extremo inferior, para hacer que las líneas de flujo de ambas corrientes sean casi paralelas en el punto de confluencia. Esto no es necesario para los tributarios inferiores a 400 litros por segundo, pero de todos modos mejora las características de escurrimiento y reduce los costos de mantenimiento, aún para pequeñas corrientes.

- 6) Entradas de agua superficial.- Nunca se debe permitir que el agua superficial que entra a un dren profundo derrame por los taludes laterales. Los bordos de desperdicio se deben construir de modo de impedirlo, y se deben proporcionar entradas con tubo para controlar el ingreso del agua superficial. Es recomendable que en la entrada de estas estructuras se dejen ranuras para agujas de madera que permitan un control en el funcionamiento de las mismas.

En los drenes principales, generalmente no se construyen entradas de agua, ya que los lotes descargan a los drenes secundarios y estos a su vez al principal. Sin embargo en ocasiones llega a ser necesaria su construcción.

Las entradas de agua deben construirse en todos los sitios que se requieran, de acuerdo con la topografía, es decir en todos los puntos bajos donde haya concentración de escurrimientos. Así mismo cada lote deberá tener su respectiva entrada de agua, para la descarga de excedentes de riego y agua pluvial al sistema de drenaje. Es recomendable tener cuando menos una entrada de agua por Km. de dren.

- 7) Bermas o Banquetas.- El producto de la excavación de la cubeta del dren, como ya se dijo en párrafos anteriores, se debe colocar a una distancia mínima de 5 m. a cada lado, en drenes grandes, formando un bordo continuo, quedando en esta forma las bermas o banquetas que son necesarias para los trabajos de conservación y para alojar escurrimientos mayores de menor frecuencia.
- 8) Secciones de Transición.- Cuando se cambia la profundidad del cauce o el ancho del fondo, los cambios no se deben hacer en forma abrupta, sino graduales, en una distancia de unos 5 metros o más, dependiendo de la magnitud del cambio. Donde cambia la profundidad, la pendiente de la transición debe ser suave, para evitar socavación. Las secciones de transición se deben localizar arriba de la entrada de los drenes laterales. Es más sencillo cambiar o el ancho del fondo, o la profundidad, en lugar de cambiar ambas cosas; sin embargo, en algunos diseños de transiciones, ambos cambios son necesarios.

- 9) Capacidades de Diseño.- Los cauces de -- los drenes de superficie se deben diseñar para el escurrimiento pluvial solamente y no se necesita dar ninguna capacidad adicional para el desperdicio de riego. La razón es que normalmente, el valor del escurrimiento pluvial es tan grande en comparación con el gasto del desperdicio de riego, que la adición de la cantidad más pequeña a la más grande, sería un refinamiento innecesario. En general, el escurrimiento pluvial para dimensionar la cubeta, debe ser el que se obtiene para la tormenta de frecuencia de 1 en 5 años, a menos que haya información disponible que justifique apartarse de este valor, y de 1 en 10 años para que quede alojado dentro de las bermas. La capacidad mínima de los drenes superficiales queda terminada principalmente por el tamaño del equipo de construcción disponible. La regularización del escurrimiento pluvial que resulta de la inundación de los campos, se debe tomar en cuenta para estimar la capacidad de los drenes superficiales, pero no se recomienda permitir encharcamiento de tierras arables por periodos que excedan de 48 horas, a menos que se tengan estudios detallados sobre los cultivos que permitan asegurar que no se tendrán daños en los mismos para tiempos de inundación mayores. Las capacidades para los drenes abiertos colectores deben ser suficientes para conducir el escurrimiento normal de las aportaciones el agua fréatica y del desperdi--

cio superficial de riego, más el gasto - -  
pluvial estimado, más las cantidades entre-  
gadas por los drenes de alivio y los in-  
terceptores a dichos drenes colectores.

Las capacidades para los drenes abiertos -  
de salida, deben ser suficientes para con-  
ducir los gastos de los drenes colectores.

Los cauces para el desague del desperdicio  
de los canales, generalmente se convierten  
en drenes, y conducen juntamente las aguas  
de desperdicio y de drenaje al punto de --  
eliminación. En este caso, la capacidad -  
del dren se debe diseñar para que incluya  
el gasto de desperdicio que se espera.

- 10) Descargas.- Los drenes principales des-  
cargan a un río, lago, zona baja de inunda-  
ción o al mar directamente, conservándose  
la misma sección típica hasta su punto de  
descarga.

Tratándose de descarga de los drenes a los  
ríos, lagos o zonas bajas de inundación se  
procura que el desnivel mínimo entre los -  
suelos agrícolas y el nivel normal del río  
sea de 2.50 a 3.00 m. mínimo, el que se ha  
considerado necesario para una eficiente -  
operación de sistema de drenaje. Cuando -  
esto no es posible, hay necesidad de insta-  
lar un equipo de bombeo para mantener en -  
el sistema de drenaje los 2.50 a 3.00 m. -  
mínimos requeridos.

Tratándose de las descargas de los drenes  
principales al mar, se procura que el ni-  
vel normal de las aguas del dren en su - -

punto de descarga al mar estén sobre el nivel medio de las mareas, con lo cual se evita el bombeo para descargar las aguas del drenaje al mar.

Para lograr esta condición se limita el área del distrito a una elevación de 5 m. o más sobre el nivel del mar con la que se cuenta con desnivel suficiente para dar los 2.5 a 3.0 m. mínimos que requiere el drenaje dentro del distrito y además con 2.0 a 2.5 m. para dar pendiente al cauce del dren en su tramo muerto fuera del distrito.

Esta solución obliga a dejar una franja sin riesgo entre el mar y el Distrito, lo que no crea problemas por falta de tierra debido a que generalmente en las Zonas donde se construye la mayoría de los distritos de Riego en México, hay tierra de sobra y lo que falta es agua para irrigarlas.

En los casos excepcionales en los que las tierras del riego llegan prácticamente a la orilla del mar, la descarga de las aguas de drenaje tienen que hacerse por medio de Bombeo, con el grave inconveniente, que no solo se tiene que bombear el agua correspondiente al distrito sino además el agua de mar que se filtra a los suelos colindantes con el mar, lo que aumenta los costos de operación y mantenimiento del Distrito.

- 11) Estructuras.- Las estructuras de los drenes abiertos consisten de: entradas al

dren; caídas y rápidas; y cruces con caminos, ferrocarriles y canales. El diseño estructural real, se debe hacer de acuerdo con las directivas y normas que la Secretaría tiene establecidas para estos casos.

Las entradas pueden ser de tubería de concreto, metal corrugado, asbesto, etc. El tubo metálico puede ser galvanizado, bañado en asfalto, o con asbesto adherido, dependiendo de la corrosividad del suelo. Esta se puede determinar mejor por la experiencia que exista en el área con alcantarillas de caminos, estructuras de drenaje existentes y otras estructuras. El tamaño mínimo de las tuberías debe de ser de 457 mm, para aminorar los costos de operación y mantenimiento; la velocidad en el tubo no debe exceder de 3 m. por segundo y la pendiente mínima del tubo debe ser 0.01. El extremo de salida se debe prolongar 30 cm. más allá de la orilla de la superficie normal del agua en el dren, de modo que el agua del tubo no caiga en el banco ni lo erosione y este extremo debe quedar como 45 cm. arriba de la superficie normal del agua (ver Figura 4). Se pueden usar tubos múltiples si se requiere. No se necesita construir muros de cabeza, aún cuando se puede requerir protección con roca en las estructuras más grandes. El relleno de tierra alrededor de los tubos debe ser compactado, en toda su longitud y 30 cm. encima del tubo.

Las estructuras convencionales de rápida -

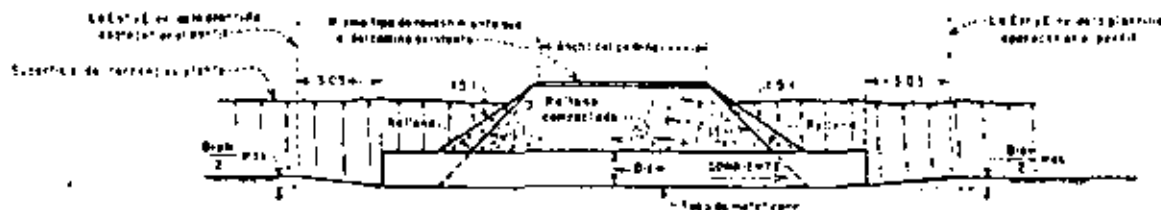
se deben usar cuando sean apropiadas. Las estructuras de caída se deben usar cuando por la pendiente del terreno y tipo de suelo, sea necesario controlar la velocidad del agua dentro de los límites de seguridad se recomienda que la altura mínima de caída sea de 2.00 m. para que se justifique la construcción de la estructura.

Los cruzamientos pueden ser de tubería de metal o de concreto, dependiendo de la importancia del cruzamiento, que se mide por la magnitud de la pérdida que resultaría de su fracaso. Si los suelos son agresivos o el agua es agresiva, el tubo debe estar protegido para alcanzar una vida económica. Los cruzamientos de caminos, ferrocarriles y canales importantes, se deben diseñar para avenidas que correspondan a la tormenta de frecuencia de 1 en 25 años; para los cruzamientos de menor importancia se pueden usar las avenidas que resultan de tormentas de 1 en 10 años; y las avenidas que corresponden a tormentas de frecuencia de 1 en 5 años, se pueden usar para los cruzamientos de los caminos secundarios o de las zanjas de granja dentro de los campos.

- 12) Bordos Camino.- Si los bordos formados con el producto de la excavación son continuos y se les da una corona de 5 m. y una rasante apropiada para el tránsito de vehículos, se puede obtener en camino de acceso a las parcelas la mayor parte del año, por estar alojado en terraplén, requiriendo un mínimo de trabajos de conserva--

ción. Se recomienda dar al camino una pendiente transversal hacia afuera del dren - de un 2% mínimo, para evitar que la lluvia arrastre material hacia el cauce del dren. .





ALCANTARILLA EN LA LINEA-TIPO 1



COLLAR DE CONCRETO (DENTELON)



NOTAS:

- (1) Para cada caso en estos se puede usar tubo de concreto de 40 cm de diámetro, dependiendo.
- (2) Para los techos o techos se recomienda usar el tipo de drenes de tipo estándar y tener los diámetros similares. Se debe usar tubo galvanizado.
- (3) La altura de la boca es 0.45 m.

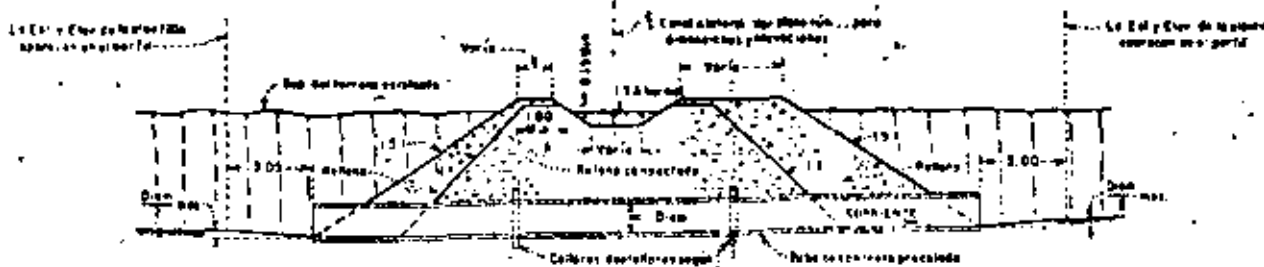
SECCION TIPICA DE ENTRADA A DREN



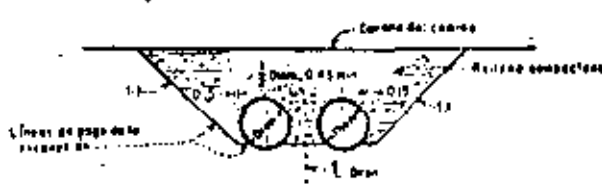
COLLAR DENTELON DE METAL

TABLA DE D.M. Y REFUERZOS

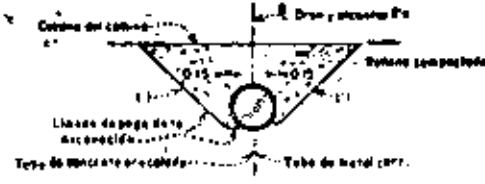
D	F	ANCHO COLAR	REFUERZO DELA	REFUERZO DELA
cm	cm	cm	cm	cm
457	10	457	84	1
511	21	511	70	1
570	34	570	76	1
625	50	625	89	1
685	76	685	108	1
750	114	750	127	1
810	152	810	146	1
870	210	870	152	1



ALCANTARILLA EN LA LINEA-TIPO 2



SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE DOBLE TUBERIA



SECCION TIPICA DE ALCANTARILLA DE UNA SOLA TUBERIA

NOTAS

- Dimensiones en metros.
- Para localizaciones y dimensiones de los planteros y entradas a drenes, ver los planos de plantas y perfiles de drenes.
- Para detallar la protección en los extremos de los planteros, tome como base el dato del costo plural de diseño.
- Para secciones típicas de los drenes, ver plano U.S.B.R. 401-D-654 (Fig. 3 - Pág. 526 1.5 de estas instrucciones).

ALCANTARILLAS Y ENTRADAS A DRENES TÍPICAS

8647

C.5.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA DRENES CUBIERTOS.-

Los drenes cubiertos se usan cuando su costo anual calculado es inferior al de los drenes abiertos. El cálculo de los gastos anuales debe incluir, además de los costos de construcción y mantenimiento, los costos de derechos de vía y la pérdida de ingresos al proyecto por la tierra quitada en los drenes abiertos. Existe también un cierto valor estético entre drenes abiertos y cubiertos, pero el valor monetario de esto es difícil de establecer.

En general, los drenes cubiertos se deben usar solo para coleccionar y remover agua freática; pero en ciertos casos especiales, se usan para conducir además aguas pluviales o del exceso de agua de riego. Las desventajas de descargar agua superficial en un dren cubierto son que: (1) los drenes cubiertos de tamaño pequeño se tapan fácilmente y (2) los tamaños son obligadamente grandes y costosos para conducir en forma adecuada el escurrimiento pluvial.

- 1) Los drenes cubiertos consisten de tubería enterrada provista de aberturas a través de las cuales puede entrar el agua. El agua recibida se conduce entonces por la tubería hasta el punto de eliminación. El tubo se fabrica generalmente de barro o de concreto, pero puede ser de material plástico o de cualquier otro material que desempeñe la función y resista el deterioro.

Algunos tipos de tubería se fabrican con acu-

jeros o con dispositivos especiales similares para permitir la entrada de agua, pero estos tubos generalmente son demasiado costosos para uso general. El tubo ordinario de drenaje, de barro o de concreto, se instala dejando aberturas de 3 mm. entre secciones de tubo, y esto permite que entre agua a la línea por dichas aberturas. Cuando las líneas de drenaje se instalan debajo de canales, y algunas veces debajo de ferrocarriles o de caminos, la abertura se cierra y se sella, por los métodos que se usan en la construcción de tubos de albañal, para evitar posible tubificación hacia la línea de drenaje y el daño que resultaría para la estructura que queda encima. La tubería de drenaje se fabrica con extremos lisos, o de macho y campana. En los dos últimos tipos, las secciones adyacentes se enchufan, de modo que son más fáciles de colocar y de conservar en línea y en pendiente que las secciones que tienen extremos lisos.

- 2) Las especificaciones adecuadas para tubos de concreto simple (sin refuerzo) para un dren cubierto, pueden ser algunas de las designadas ASTM C14, C412, C118, ó C444, de publicación más reciente que comprendan las últimas modificaciones. Además de los requisitos de estas especificaciones, se deben satisfacer los siguientes:

- A.- Se debe usar un mínimo de 419 Kg. de cemento resistente al sulfato (tipo V USBR) por metro cúbico de concreto.

- B.- Se debe curar el concreto un mínimo de 72 horas al vapor entre 43° y 60°C, o se debe curar con humedad continua durante 7 días, con toda la superficie del concreto continuamente humedecida durante los periodos mencionados, para cada tipo de curado.
- C.- La máxima absorción del concreto que se admite es 6.5% en la prueba de ebullición de 5 horas.
- D.- Los tubos se deben secar al aire por no menos de 30 días antes de su colocación en el terreno.
- E.- No se debe usar cloruro de calcio en el concreto que se emplee para los tubos.

Estos requisitos adicionales se consideran necesarios, para producir tubo que tenga larga vida cuando se coloca en el terreno, en continuo contacto con el agua. Cuando el tubo de concreto se usa para pozos para hombre, o cuando se usa concreto reforzado debajo de ferrocarriles o en otras localizaciones especiales, se debe usar cemento resistente al sulfato para fabricar el concreto.

Las especificaciones para tubo de barro para drenes cubiertos pueden ser algunas de las ASTM C4, C13, ó C200, que sean adecuadas.

- 3) Salidas para Eliminación.- Los drenes abiertos profundos, ó los cauces de drenaje natural, comunmente proporcionan la salida para los sistemas de drenes cubiertos; sin embargo.

a veces es necesario descargar los drenes cubiertos hacia un sumidero o cárcamo, para eliminar el agua de drenaje por bombeo, hacia drenes superficiales someros. Una consideración muy importante al planear un sistema de drenaje cubierto, es estudiar completamente las condiciones y requisitos de la salida para eliminación, la que debe funcionar en forma satisfactoria.

4) Profundidad de los drenes cubiertos.-

La profundidad de los drenes cubiertos es un asunto fundamental, porque el éxito o el fracaso de todo el sistema de drenaje puede depender de este factor. La profundidad depende usualmente de la elevación de la salida de descarga, de la topografía general de la superficie del terreno y de la posición en el perfil del suelo del acuífero, o estrato conductor del agua subterránea, todo en relación con la elevación que se requiere para la superficie freática. Como la función principal de una línea de drenaje es coleccionar y remover el agua subterránea, la tubería se debe colocar, si es posible, en un estrato de textura relativamente gruesa. Si la línea de drenaje se debe colocar obligadamente en un estrato de baja permeabilidad, en tramos cortos, es doblemente importante que la envoltura de grava sea de espesor completo y de graduación apropiada, para favorecer la entrada del agua de drenaje hacia el tubo (ver párrafo 6 y 7). Generalmente, 1.50 m. es la profundidad mínima a la que se debe colocar la tubería y una profundidad mayor es preferible.

5) Pendiente y Alineamiento.-

La instalación y funcionamiento apropiado de una línea de drenaje requiere un rigido control de líneas y pendientes. La pendiente -- mínima para una línea de dren cubierto debe -- ser alrededor de 0.5 m. de caída por kilómetro. Son preferibles pendientes más escarpadas. -- Mientras más escarpada es la pendiente, hay -- menor probabilidad de que el sedimento tape -- al dren y los requisitos de control para su -- instalación son menos rigurosos.

6) Envoltura de Grava.-

Como los drenes cubiertos pueden estar localizados en materiales de todas clases, es buena práctica instalar la tubería dentro de una -- envoltura de grava. Esa envoltura sirve para estabilizar el material de base y proporciona una vía permeable para que el agua se encamine hacia las uniones abiertas de las tuberías, desde el material de base. Además de la envoltura de grava, las uniones abiertas entre las secciones de tuberías de extremos lisos, -- se deben cubrir en la parte superior y a los lados con papel asfaltado, del que se usa en edificios, para impedir que las partículas -- más finas del material de la envoltura caigan por la ranura bajo la acción de la gravedad. -- Una envoltura de grava de espesor inferior a 10 cm. alrededor del tubo probablemente sería suficiente, pero la dificultad física de colocar una envoltura uniforme de material de espesor delgado, hace que resulte más económico especificar un espesor de 10 cm. como mínimo.

La grava de mejor clase para envoltura de drenes agrícolas, es la que está bien graduada - en el intervalo de sus partículas más finas - a sus partículas más gruesas. No debe contener material de diámetro mayor de 38 mm, porque los tamaños más grandes podrían rajar - el tubo durante las operaciones de relleno, y no debe tener cantidades significantes de material más fino, del tamiz número 30, porque los tamaños más finos tienden a obstruir el - paso del agua.

7) Ranura entre uniones, longitudes de las secciones de tubería y permeabilidad de la envoltura de grava.-

Al diseñar un dren cubierto, se supone que la tubería acepta el agua de drenaje tan pronto llega a la línea del dren y que la transporta por el tubo en escurrimiento libre sin presión. Si no se satisfacen estas condiciones, las líneas no funcionarán adecuadamente y el terreno no quedará drenado con efectividad.-- Para satisfacer la primera hipótesis, se necesita que se estudie la relación que existe -- entre la permeabilidad de la envoltura de grava, la longitud de las secciones de tubo y la dimensión de la ranura entre secciones; y para satisfacer la segunda, el diámetro de la tubería y su pendiente deben ser suficientes para conducir y alejar el agua tan pronto entre a la tubería.

Las relaciones teóricas que existen entre el gasto, la permeabilidad de la envoltura de -- grava, y la pérdida de carga durante la convergencia del flujo hacia las ranuras entre -

las secciones de tubo, ha sido desarrollada por W. T. Moody del Bureau of Reclamation. La relación es válida bajo todas las condiciones de una tubería de un dren cubierto, desde vacía hasta completamente llena, pero no es válida si la tubería está bajo presión. Moody concluyó que el aumento del ancho de la ranura es una manera muy poco efectiva de aumentar la rapidez de aportación de agua al dren. El examen de sus resultados demuestra que es mucho más efectivo el aumento de la permeabilidad de la envoltura de grava en el aumento de la rapidez de aportación.

Las curvas y las ecuaciones que se presentan en la Figura 2, proporcionan un medio para calcular las relaciones para cualquier grupo particular de condiciones. Las curvas de la Figura 3 e la 9 se calcularon para cumplir con ciertas condiciones y se recomiendan para su uso en diseño. Hay una figura para cada diámetro de tubo y hay una curva para cada sección de instalación de tubo. Las curvas están dibujadas con el gasto de diseño de aportación a la tubería como abscisas, y con la permeabilidad de la envoltura de grava como ordenadas. Las condiciones con la ranura es de 3 mm. de ancho (1/8 de pulgada), que se considera amplio para dejar pasar la cantidad de agua que se requiere y suficientemente pequeño para impedir que cualquier cantidad significativa de grava entre a la tubería a través de la ranura; el valor de  $H$ , en la Figura 2 es igual a  $b + nb$ , lo que significa que la superficie libre del agua coincide con la parte superior de la envoltura de grava (este --



valor de  $H$  es la carga máxima permisible para la entrada de agua hacia el interior del tubo); y la envoltura de grava tiene 102 mm. de grueso (es decir  $n_b = 102$  mm). En la Figura 3 se muestra una curva que fué calculada para una ranura de 6 mm. La comparación de las curvas ilustra sobre el valor relativo de duplicar el ancho de la ranura es una forma inefectiva de aumentar la rapidez de aportación.

Para el diseño, las curvas se pueden usar de varios modos. El gasto de entrada de diseño siempre es un dato y se puede considerar como punto de partida. Además, si una cierta longitud de tramo de tubo se puede conseguir más fácilmente que otra, la permeabilidad mínima requerida de la envoltura de grava se puede obtener de las gráficas. O bien, si se conoce que grava se va a usar, y su permeabilidad ha sido determinada, la longitud máxima permisible de los tramos de tubo se puede encontrar. Cuando se conocen el gasto de entrada de diseño y la permeabilidad de la envoltura de grava, se puede fijar el punto que corresponde a esas coordenadas en una o más de las figuras, y cualquier condición representada por las curvas que están a la derecha de dicho punto, satisface el requisito. Se debe hacer notar que hay casos donde se construye una línea de drenaje a través de un estrato de material base permeable. En estos casos, el material base se debe probar, para ver si su permeabilidad satisface los requisitos. Si los cumple, no hay necesidad de transportar material para envoltura de grava, porque entonces el material excavado puede servir para este fin.

Como ejemplo, supongamos que se va a instalar una línea de drenaje cubierto de 102 mm. de diámetro, donde el gasto de entrada de diseño es de  $13 \times 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s. por metro o sea aproximadamente 13 litros/s. por kilómetro. Una muestra de material de arena y grava tomada de un banco de préstamo en la vecindad de la obra tiene una variación de tamaños desde el tamiz número 200 hasta el de 76 mm. Los tamaños superiores a 51 mm. se deben separar antes de la construcción porque podrían rajar el tubo al cubrirlo durante la instalación y por lo mismo, deben ser retirados antes de efectuar la prueba de permeabilidad del material.

La permeabilidad de laboratorio del material alterado, de una muestra representativa de los tamaños de 51 mm. para abajo resultó de 812 mm. por hora. Se observa en la Figura 3, que para tubo de 102 mm. de diámetro y tramos de 61 cm. de tubo, con envoltura de grava de 102 mm. se satisface el requisito de capacidad; y en la Figura 4 se observa que para tubos de 152 mm. de diámetro y tramos de tubo de 914 mm. o más cortos, con una envoltura de grava de 102 mm. también se satisface el requisito.

Si en el ejemplo anterior, la permeabilidad de la grava tal como se obtiene del banco, -- colocada como material de envoltura, hubiera sido solo de 508 mm. por hora, se observaría en la Figura 3 que para tubería de 102 mm. se necesitarían tramos de una longitud inferior a 61 cm. Una tubería de 152 mm. de diámetro, colocada en tramos de 61 cm. sería satisfacto

ria, según se muestra en la Figura 4. Como las longitudes cortas de tubo son difíciles de obtener en algunas fábricas de tubo, salvo a mayor costo, se podría usar entonces la tubería de 152 mm. para cumplir con los requisitos de diseño. Sin embargo, existe otra posibilidad que se debe investigar, puesto que también satisfaría los requisitos y el costo podría ser inferior al de la tubería de 152 mm. Esta posibilidad consiste en aumentar la permeabilidad del material de la envoltura de grava cribando y separando algunas de las fracciones más finas. Si la permeabilidad se puede aumentar a 609 mm. por hora, una tubería de 102 mm. de diámetro en tramos de 61 cm. llenaría los requisitos. La permeabilidad del material de envoltura de grava sin cribar, tal como se obtiene del banco, se debe comprobar en el laboratorio eliminando tamaños finos sucesivos por medio de las cribas, para determinar los tamaños que se deben eliminar para obtener la permeabilidad requerida, y compensar el costo del cernido en contra de la diferencia de costo de instalación de la tubería de 102 y de 152 mm, más el costo del material adicional de envoltura que se necesita para la tubería de 152 mm.

Se puede apreciar que existen muchas combinaciones posibles de diámetros de tubos, longitudes de tramos, y permeabilidad de la envoltura de grava, que satisfacen el requisito del gasto de entrada al tubo. Todas las posibilidades razonables se deben investigar, para determinar la combinación más satisfactoria y menos costosa.

Estabilidad del lecho de la tubería.

La condición ideal, altamente deseable, para instalar una línea de tubería, sería la de tener una trinchera estable y seca para tender la tubería. En la mayoría de los casos esto no es factible, porque la necesidad de instalar las obras de drenaje no resulta aparente si no hasta que el nivel del agua subterránea se ha elevado arriba del fondo del dren por construir. Muchas veces, la saturación hace tan inestable al material que la tubería de drenaje no se puede colocar sin tomar precauciones especiales para asegurar que se mantengan la línea y la pendiente. Es importante lograr la estabilidad, porque si una sola línea de drenaje resulta ostensiblemente fuera de la línea y de nivel, todo el sistema -- aguas arriba de esa tubería, pierde su efectividad.

El modo más sencillo y económico de lograr -- la estabilización, es agregar grava a la -- subrasante. Para ello se puede necesitar sobreexcavación en algunos casos, en otros, la grava gruesa se hunde por sí sola en el material fino inestable. Usualmente es suficiente excavar hasta la profundidad que se requiere para colocar la envoltura de grava. Cualquier mezcla de arena y grava, incluyendo la grava del material de envoltura, es adecuada para material de estabilización.

Si por alguna razón, la adición de grava no -- estabiliza el lecho de la trinchera, puede -- ser necesario usar "silletas" continuas, que consisten de largueros de madera sobre los --

cuales se coloca la tubería. En condiciones extremas las silletas tienen que estar soportadas en pilotes o en largas estacas clavadas hasta una zona de apoyo. Las Figuras 10 y 11 muestran los diseños normales de silletas de madera para tubería de extremos lisos o con extremos de macho y campana.

9) Pozos de visita. (Pozos para Hombre).-

Los pozos de visita se deben colocar en los puntos de unión de dos o más líneas de la tubería de drenaje, y a intervalos convenientes como de 500 metros en las tangentes. Se deben colocar también en todos los puntos donde hay cambio de alineamiento, pero este requisito no es esencial en circunstancias especiales. Cuando los cambios de alineamiento exigen varios pozos a intervalos cercanos, por ejemplo cuando la línea debe circundar un lomo topográfico, la línea se puede trazar en una curva, o se pueden usar codos normales de tubo a intervalos apropiados. Este procedimiento es permisible solo cuando existe certeza razonable de que los problemas de operación y mantenimiento no se aumentarán y que la posición de la línea se puede referir con seguridad para localización futura. Las reducciones de los diámetros de los tubos se deben efectuar en un pozo de visita si es conveniente, aún cuando se pueden hacer a lo largo de la línea utilizando piezas de reducción normales. No se necesita pozo de visita en los puntos donde cambia la pendiente.

Los pozos de visita deben sobresalir como 60 cm. encima de la superficie del terreno natu-

ral, para que se puedan encontrar fácilmente en el campo, y se deben colocar a lo largo de las cercas, o en otros lugares donde no estorben, si es posible. No se necesita ni pozo de visita ni salida para limpieza, en el extremo superior de una línea, pero dicho extremo debe quedar tapado. La localización del extremo tapado debe quedar registrada, tanto en los libros de campo, como en los planos de registro de la obra como fue efectuada.

Ha sido práctica general proporcionar un escalón dentro de todos los pozos de visita, entre las plantillas de las tuberías de entrada y de salida. El propósito del escalón es compensar las pérdidas de carga dentro del pozo. Esta práctica es satisfactoria, pero no necesaria, y en ocasiones crea una situación crítica y costosa en terreno plano, donde la pendiente se tiene que obtener mediante el aumento de la profundidad. Un método más racional es colocar la parte superior de los tubos de entrada y de salida en la misma elevación, porque (1) si los datos de diseño muestran que la tubería de entrada funciona a toda su capacidad al llegar al pozo de visita, la tubería de salida necesita ser de mayor diámetro y entonces, resulta inmediatamente la caída necesaria; o (2) si los datos de diseño no requieren cambio de diámetro en la tubería en el pozo de visita, ninguna tubería estará funcionando a plena capacidad, y el requisito de compensar la pequeña pérdida de carga queda satisfecho por la capacidad no usada.

La base del pozo de visita debe quedar como 45 cm. del fondo del tubo de salida, para formar una trampa para el material de arrastre que pueda entrar a la tubería. El trabajo final, al término de la construcción de una nueva línea de drenaje, debe ser la limpieza de todas las trampas y la colocación de todas las tapas de los pozos. Las trampas se deben limpiar también periódicamente dentro del programa de conservación.

La Figura 12 muestra un diseño normal de pozos de visita construido con tubería de concreto. Los pozos de visita se pueden construir también con tubos de metal corrugado bañado en asfalto o con asbesto adherido, cuando esto resulta en ahorro de costo, y donde son bajas la salinidad del suelo y del agua.

#### 10) Entradas de Superficie.

En general, no se considera buena práctica admitir agua superficial a un dren cubierto y esto se debe evitar en lo posible. Sin embargo, en algunos casos, puede ser necesario eliminar pequeñas cantidades de agua superficial de esta manera.

La topografía puede obligar que una zanja abierta descargue directamente a un dren cubierto, pero más frecuentemente la zanja descarga en la parte superior de un pozo de visita enterrado. En cualquier caso, se deben tomar todas las precauciones posibles, para evitar que entre material al dren cubierto, que podría obstruir la tubería. La mínima precau

ción consiste en la instalación de una reja o coladera, que impida la entrada de grandes rocas, ramas, zacate, etc.

11) Estructuras de Salida

El extremo de salida de un dren cubierto, si no se protege en forma apropiada, queda expuesto a ser socavado por efecto del agua que descarga. Si la socavación progresara, los tramos cortos de tubería se desalojarían fuera de línea y de nivel y crearían problemas costosos de mantenimiento, o podrían bloquear completamente la salida del dren. La protección en contra de socavación y de derrumbamiento de las secciones de tubería, en el extremo de salida de un dren cubierto, es colocar un tramo largo de 4 a 5 m. de tubo de metal corrugado de grueso calibre, bañado de asfalto o con asbesto adherido, o tubo de asbesto cemento.

12) Resistencia de la tubería de drenaje.

Como los drenes cubiertos en las áreas de riego se colocan usualmente a profundidad considerable debajo de la superficie del terreno, el tubo debe tener suficiente resistencia para soportar la carga del relleno. Los tubos de concreto, y los de barro, se proporcionan para diferentes resistencias al aplastamiento; de modo que en el diseño es preciso tomar en cuenta la resistencia adecuada para el tubo, lo que es necesario no solo para asegurar la línea, sino también para permitir el uso del tubo más económico.



La Figura 13 da las cargas sobre tubos por metro lineal, que resultan del relleno con varias clases de material para distintas profundidades y para distintos anchos de trinchera. Las cargas que se dan no son exactas, porque varían ligeramente con el diámetro del tubo, pero quedan dentro de los límites de precisión de otros conceptos que también afectan a la carga y por lo tanto son satisfactorias para diseño. Están basadas en la fórmula de Marston, la que se puede usar si se considera que se necesita mayor precisión. Obsérvese que los anchos de la trinchera que se dan, se deben medir a la altura de la parte superior del tubo. Este valor es el que se debe usar, sin importar que las paredes de la trinchera sean verticales o que tengan talud. En la Figura 14 se presenta un nomograma para resolver la fórmula de Marston.

La Figura 15 da la resistencia permisible al aplastamiento, para tubos que se colocan con envoltura de grava. Si no se coloca envoltura de grava, se debe usar solo el 75% de estos valores como valor permisible de resistencia al aplastamiento. Los valores de la tabla suponen que con la envoltura de grava se puede alcanzar una cimentación de clase C (plantilla ordinaria, en forma de segmento circular) en tanto que se supone que la cimentación es de clase D (plantilla "impermissible") si no existe envoltura de grava. Si se proporciona otra clase de cimentación, los valores de la tabla se deben modificar en forma correspondiente. Se puede usar el siguiente procedimiento para determinar la resistencia

del tubo que se requiere para una instalación particular.

- A.- Si se conocen el peso volumétrico del suelo, la profundidad de la trinchera y el ancho de la trinchera en la cima del tubo, use las Figuras 13 ó 14 para determinar la carga por metro lineal que se puede esperar que obrará sobre el tubo.
- B.- Conociendo el diámetro y el tipo de tubo que se va a usar, use la Figura 15 para determinar la calidad del tubo requerido, para que sostenga la carga que se le va a imponer.

Por ejemplo, suponga que los diseños preliminares indican que se necesita un tubo de 254 mm, y que el relleno sobre el tubo tiene una profundidad de 2.59 m. Para un tubo de 254 mm. con envoltura de 102 mm. de grava, un ancho de trinchera de 61 cm. sería satisfactorio; pero se cree que el terreno no será suficientemente estable, de modo que se considera una trinchera con ancho de 76 cm. a la altura de la cima del tubo.

El material para relleno será suelo superficial saturado que pesa 1,762 Kg/m<sup>3</sup>.

De la Figura 13 se obtiene:

2.44 m. de cubierta de tierra	1,927 Kg/m.
2.74 m. de cubierta de tierra	2,054 kg/m.
2.59 m. de cubierta de tierra	1,991 kg/m.

$$1.991 \times \frac{1,762}{1,602} = 2,190 \text{ kg/m.}$$

entonces, para

Examinando la Figura 15, se encuentra que la resistencia al aplastamiento permisible de cualquiera de los conductos indicados en la lista, excepto las tuberías de barro o las de dren de concreto normales, exceden la resistencia requerida.

13) Diámetro de los tubos.

La tubería de drenaje se diseña para que funcione completamente llena, usando las fórmulas para aportación de agua subterránea conocidas. No se permite que ningún tubo tenga diámetro interior inferior a 102 mm y este diámetro se puede usar solo en los extremos superiores de una línea, que se supone no llegará a tener ningún aumento posible por extensiones o ramales, y solo si la línea está envuelta con un manto de grava; de otro modo, 152 mm. es el diámetro mínimo que se debe usar.

Los diámetros de los tubos se determinan por medio de cálculos en los cuales se toma en cuenta el gasto requerido y el gradiente hidráulico de la línea de drenaje. Usando el gasto que se ha aceptado y conociendo el gradiente de la línea, los diámetros de los tubos se pueden determinar con las curvas que se muestran en la Figura 16. Estas curvas están basadas en la fórmula de Manning.

La Figura 17 muestra un perfil típico y también es una muestra de los datos de diseño para un dren cubierto.

14) Capacidad de los drenes cubiertos.

La capacidad de los drenes cubiertos ordina-

riamente necesita ser solo suficiente para conducir las aportaciones de agua subterránea. -- Los colectores cubiertos y los drenes cubiertos emisores, deben conducir también, desde -- luego, los gastos que reciben de los drenes -- cubiertos de niveles superiores. En los casos raros donde los drenes abiertos descargan a -- drenes cubiertos, también deben tener capaci-- dad para conducir el escurrimiento superficial y subsuperficial que corresponde al dren abie~~r~~to. En estudios que comprenden capacidades, -- áreas y velocidades, la información que se pre-- senta en la Figura 18 es útil para drenes cu-- biertos que funcionan completamente llenos y -- también, para comparación, cuando funcionan -- parcialmente llenos.

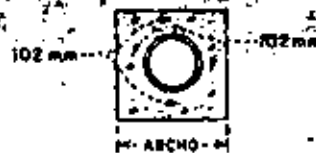
VOLUMENES DE EXCAVACION EN ZANJAS EN METROS CUBICOS  
PARA VARIAS PROFUNDIDADES Y VARIOS ANCHOS

PROFUNDIDAD		METROS CUBICOS POR METRO PARA LOS SIGUIENTES ANCHOS			
		METROS			
Pies	m	0.61	0.69	0.76	0.91
0.1	0.03	0.018	0.021	0.022	0.027
0.2	0.06	0.036	0.041	0.046	0.055
0.3	0.09	0.055	0.062	0.069	0.082
0.4	0.12	0.073	0.081	0.089	0.109
0.5	0.15	0.092	0.106	0.116	0.137
0.6	0.18	0.110	0.125	0.137	0.165
0.7	0.21	0.128	0.145	0.160	0.171
0.8	0.24	0.146	0.166	0.182	0.218
0.9	0.27	0.165	0.186	0.205	0.256
1.0	0.30	0.183	0.209	0.228	0.273
2.0	0.61	0.372	0.421	0.464	0.553
3.0	0.91	0.555	0.628	0.692	0.825
4.0	1.22	0.744	0.842	0.927	1.119
5.0	1.52	0.927	1.049	1.155	1.383
6.0	1.83	1.110	1.261	1.391	1.655
7.0	2.13	1.299	1.470	1.619	1.976
8.0	2.44	1.488	1.685	1.854	2.258
9.0	2.74	1.671	1.891	2.082	2.492
10.0	3.05	1.861	2.103	2.318	2.776
11.0	3.35	2.044	2.312	2.556	3.059
12.0	3.65	2.233	2.525	2.792	3.331
13.0	3.96	2.416	2.731	3.030	3.604
14.0	4.27	2.605	2.940	3.265	3.876
15.0	4.57	2.788	3.153	3.473	4.150

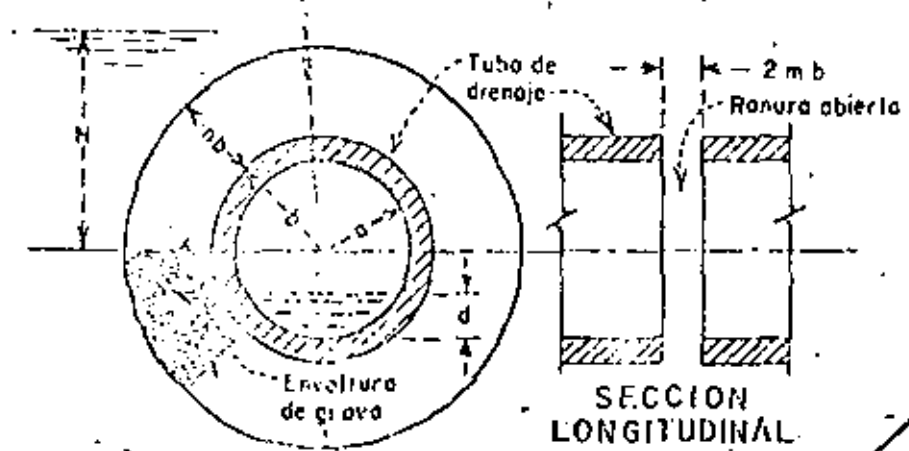
VOLUMENES DE GRAVA PARA RECUBRIR LA TUBERIA \*

METROS CUBICOS POR METRO PARA VARIOS DIAMETROS DE TUBERIA.								
102 mm	152 mm	203 mm	254 mm	305 mm	381 mm	457 mm	533 mm	610 mm
(4")	(6")	(8")	(10")	(12")	(15")	(18")	(21")	(24")
0.095	0.120	0.153	0.181	0.213	0.263	0.318	0.376	0.439

\* Estos volúmenes son aproximados, pero son satisfactorios para fines de estimación.

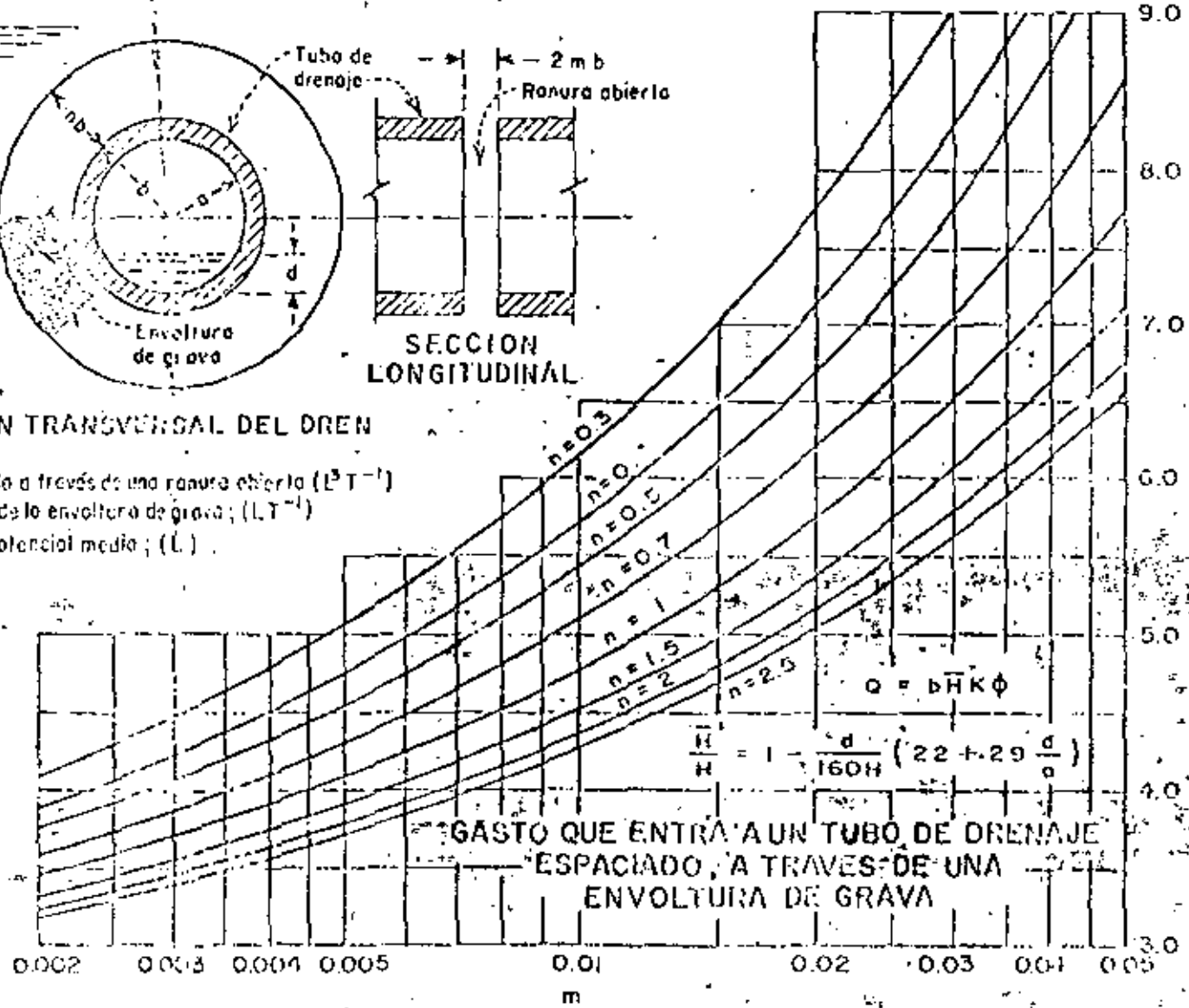


SECCION BASE PARA EL CALCULO DE LOS VOLUMENES DE GRAVA  
VOLUMENES DE EXCAVACION Y DE GRAVA PARA DREJES CUBIERTOS



SECCION TRANSVERSAL DEL DREN

- $Q$  : Gasto de entrada a través de una ranura abierta ( $L^3 T^{-1}$ )
- $K$  : Permeabilidad de la envoltura de grava; ( $L T^{-1}$ )
- $H$  : Diferencia de potencial media; ( $L$ )

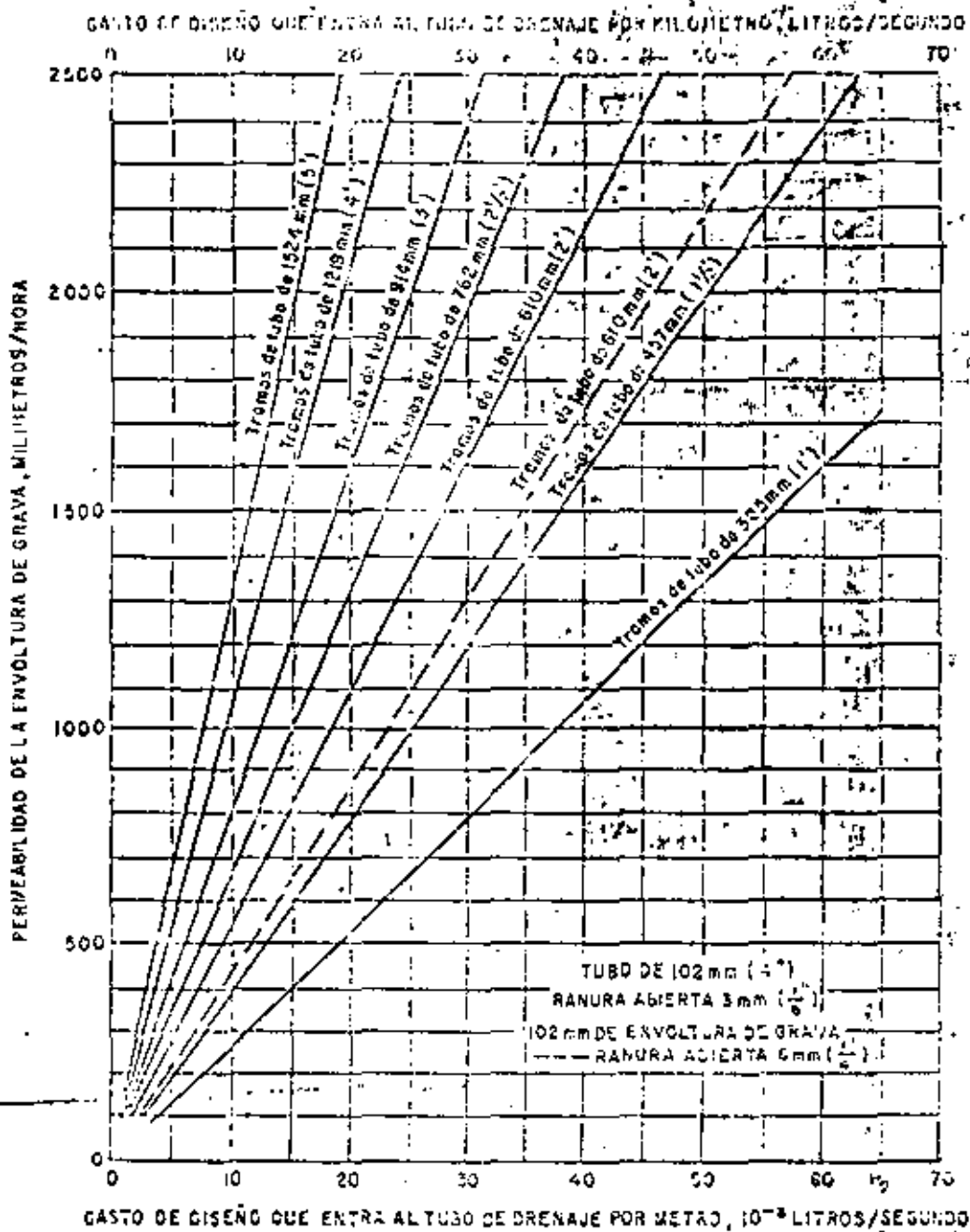


GASTO QUE ENTRA A UN TUBO DE DRENAJE ESPACIADO, A TRAVÉS DE UNA ENVOLTURA DE GRAVA

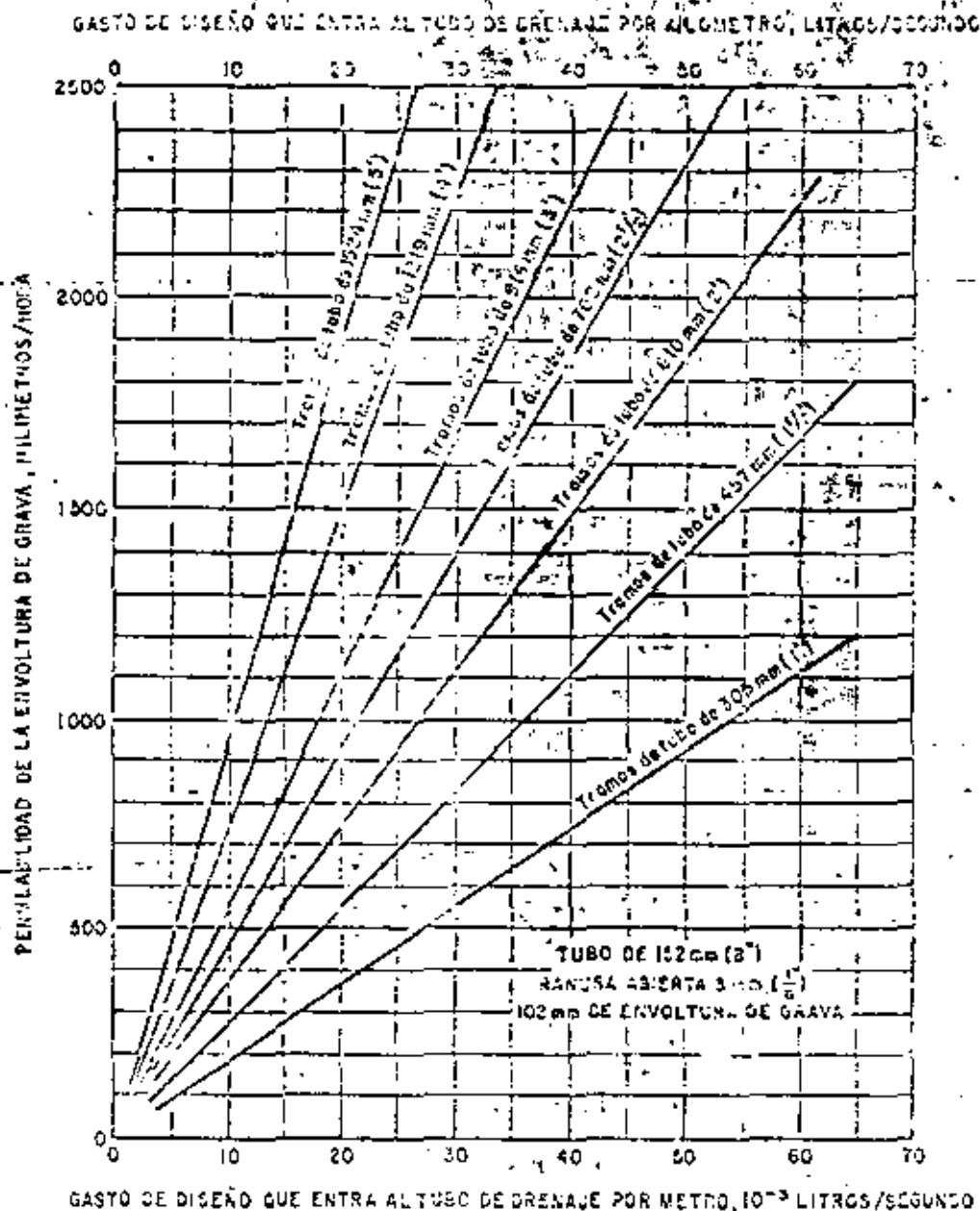
Adaptado del plano U.S. R.R. X-PEL-897

107

108

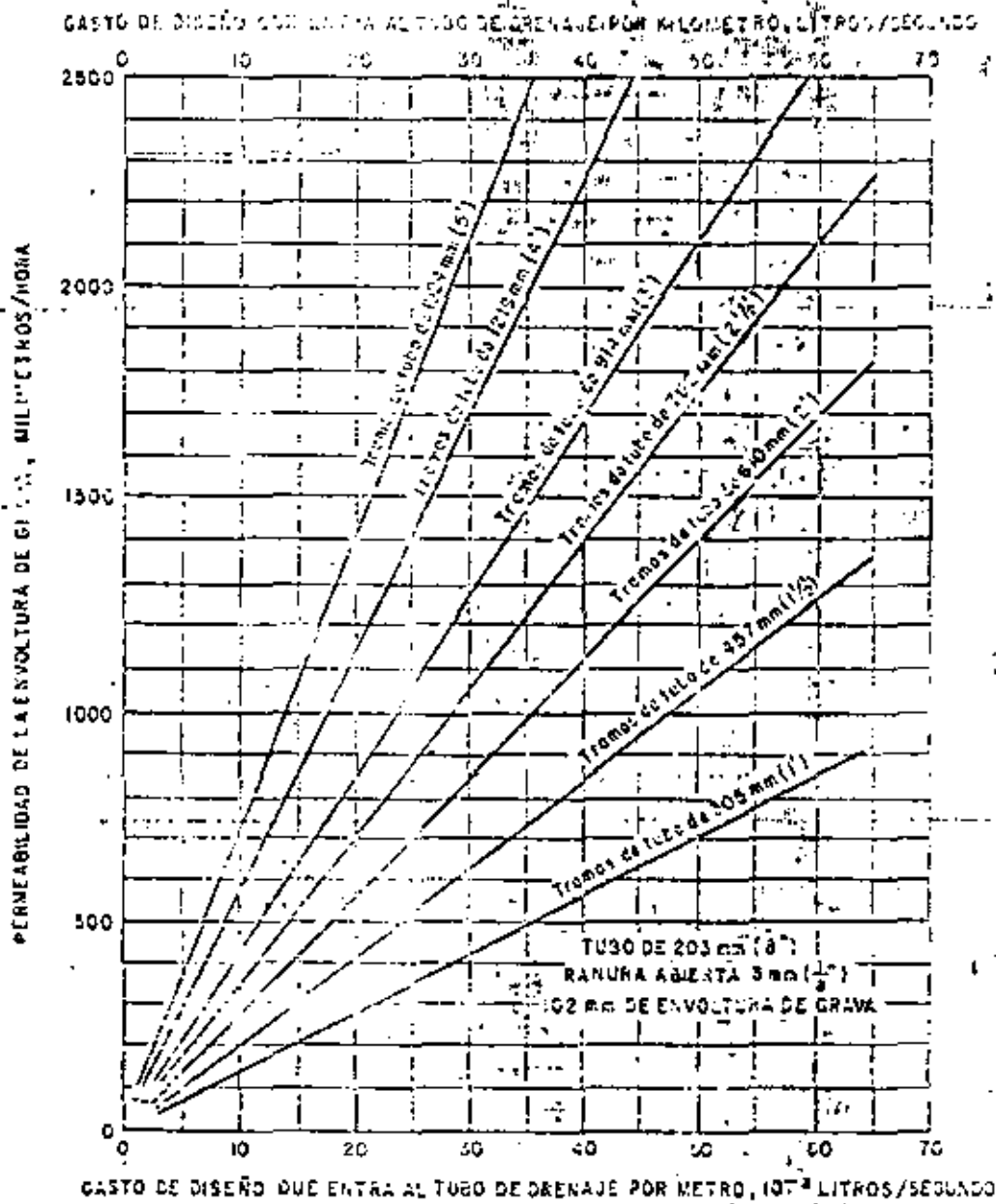


RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA CON ENVOLTURA DE GRAVA

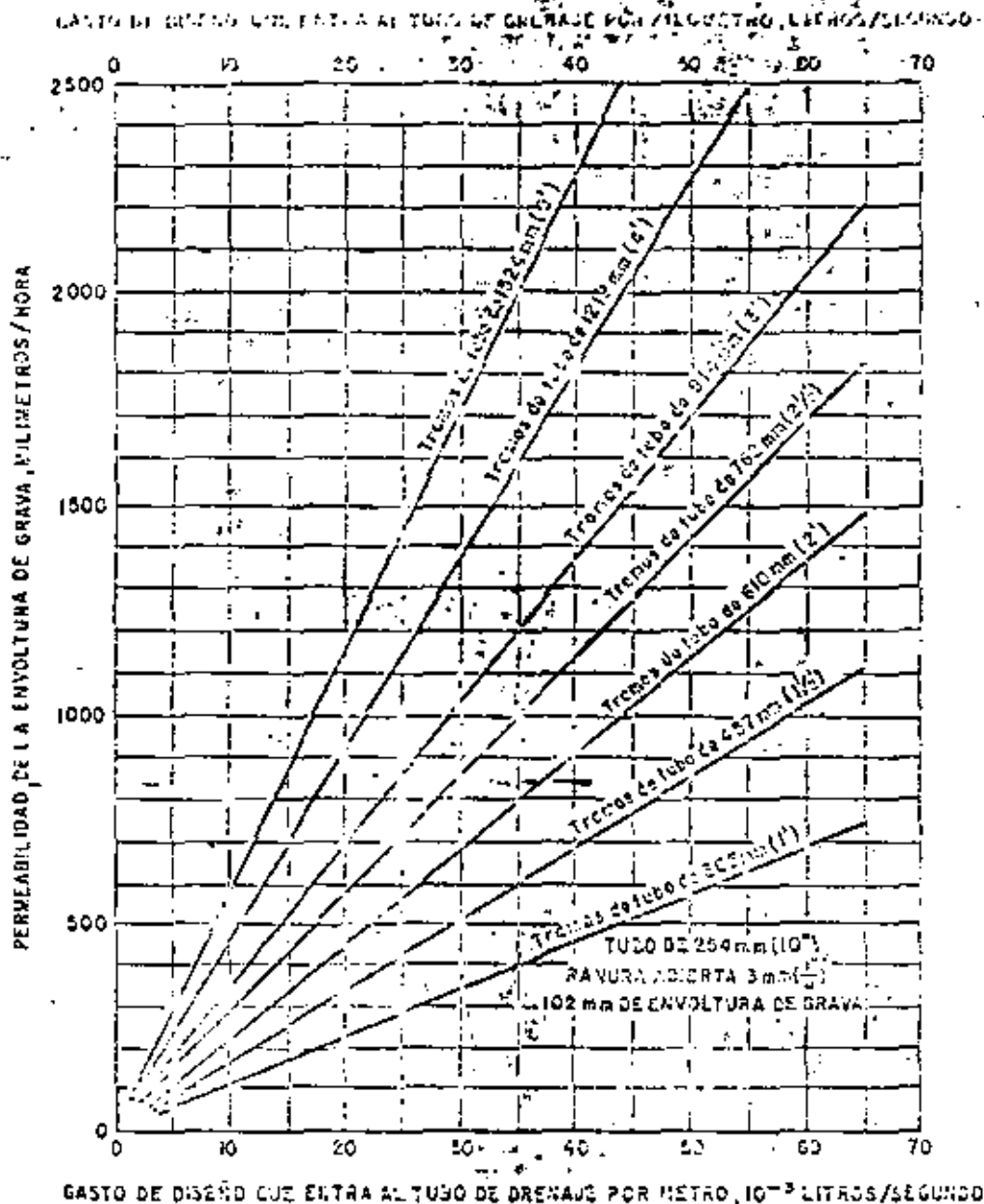


RELACIONES PARA TUBERÍA DE DRENAJE AGRÍCOLA  
CON ENVOLTURA DE GRAVA



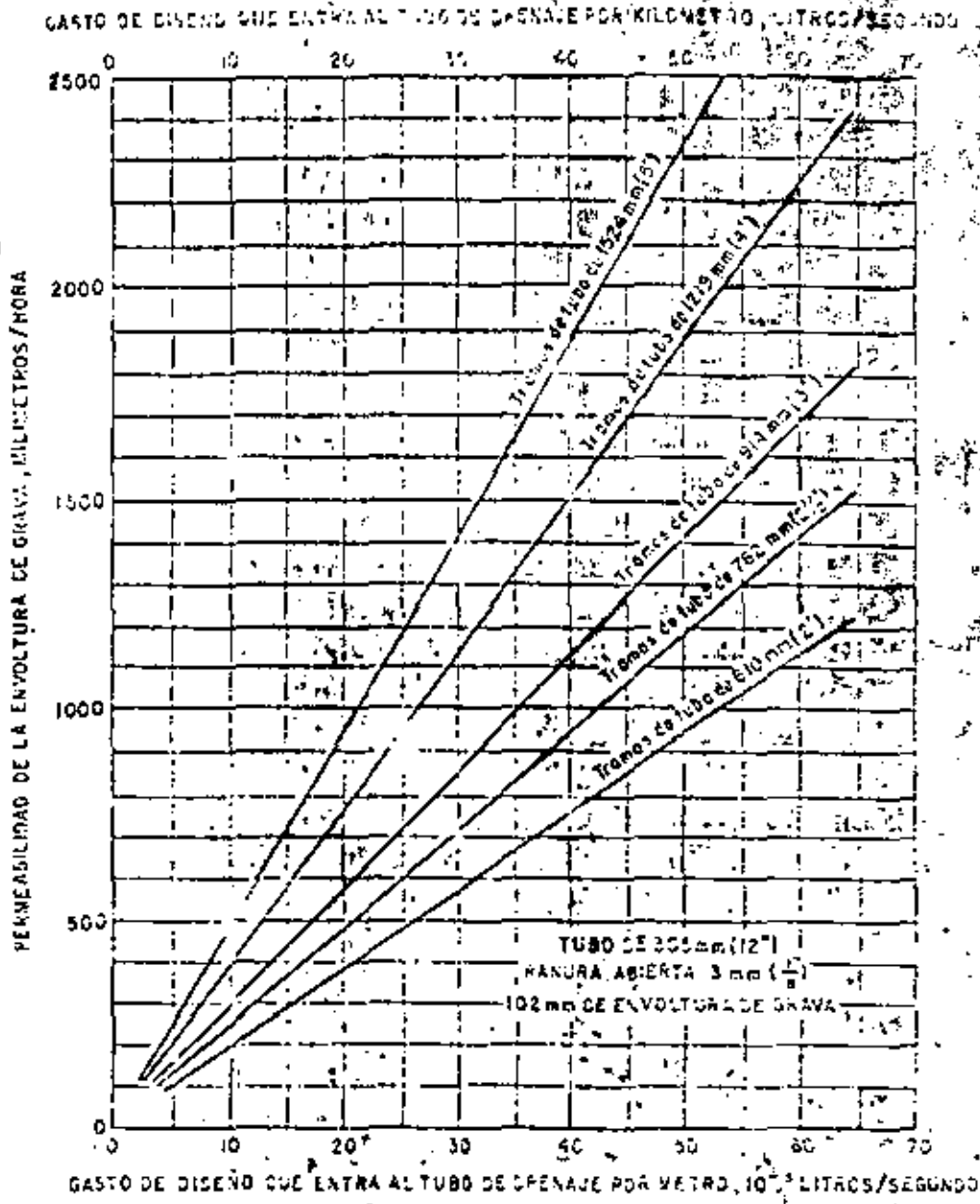


RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA  
 CON ENVOLTURA DE GRAVA

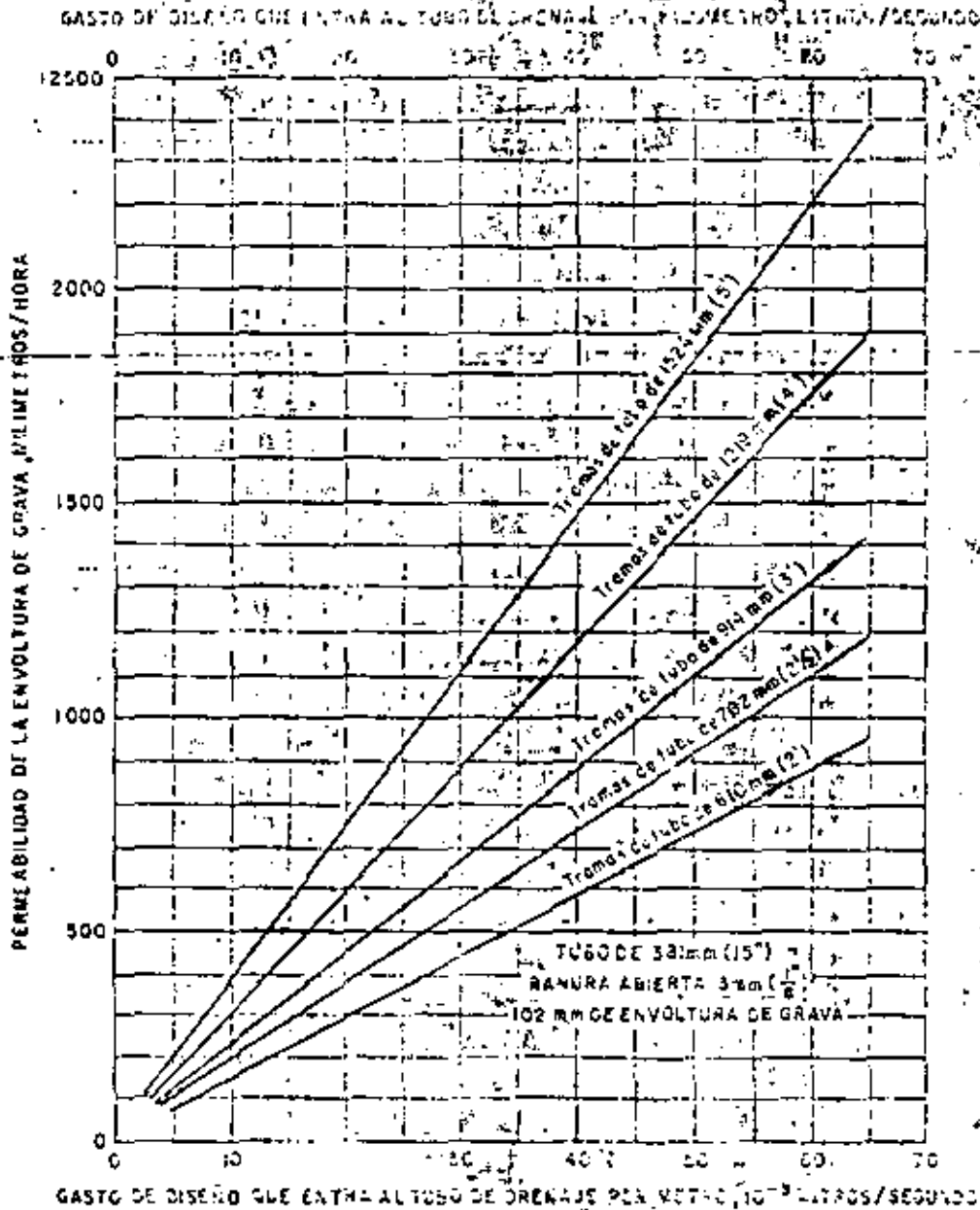


**RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA  
CON ENVOLTURA DE GRAVA**

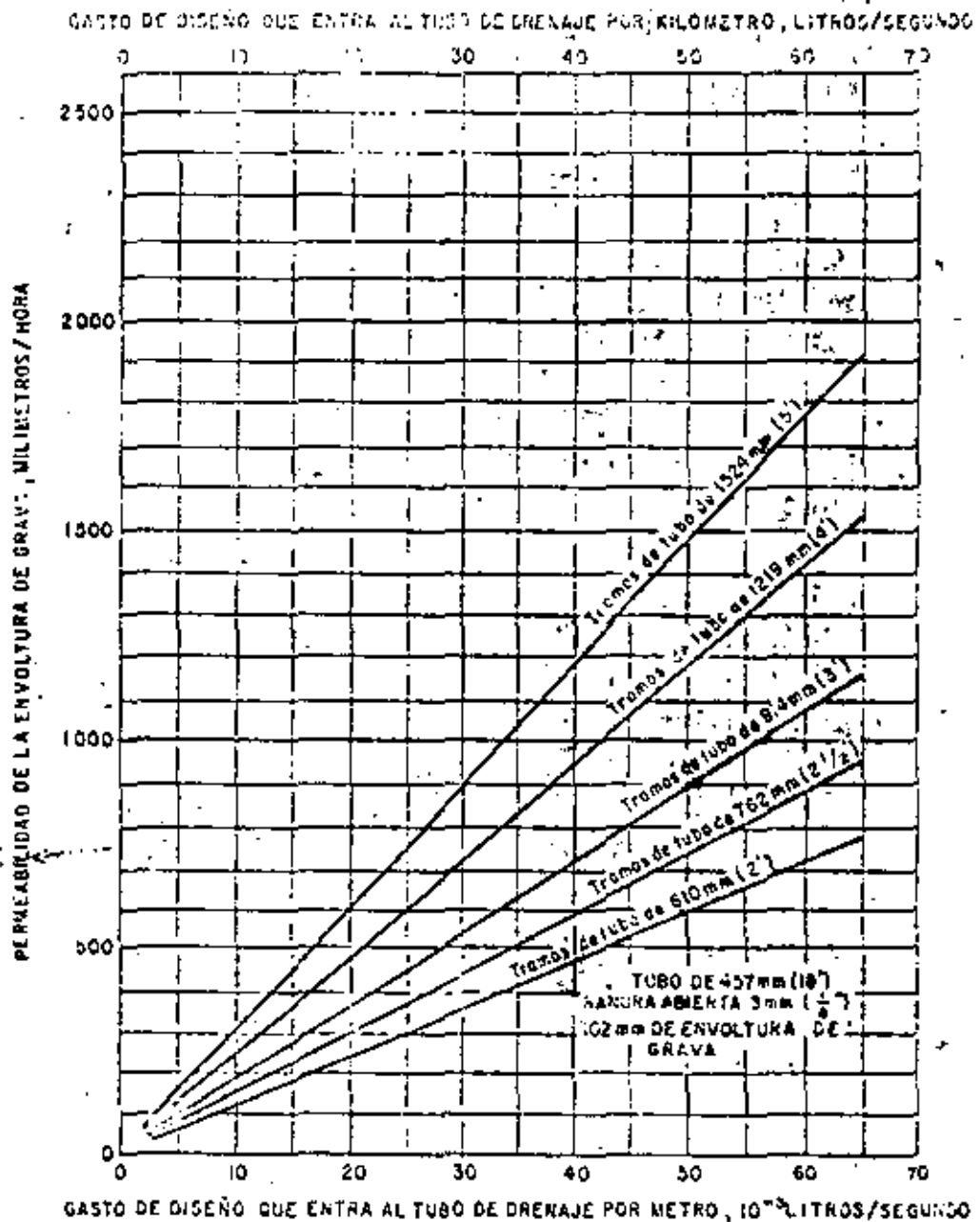
112



RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA  
 CON ENVOLTURA DE GRAVA



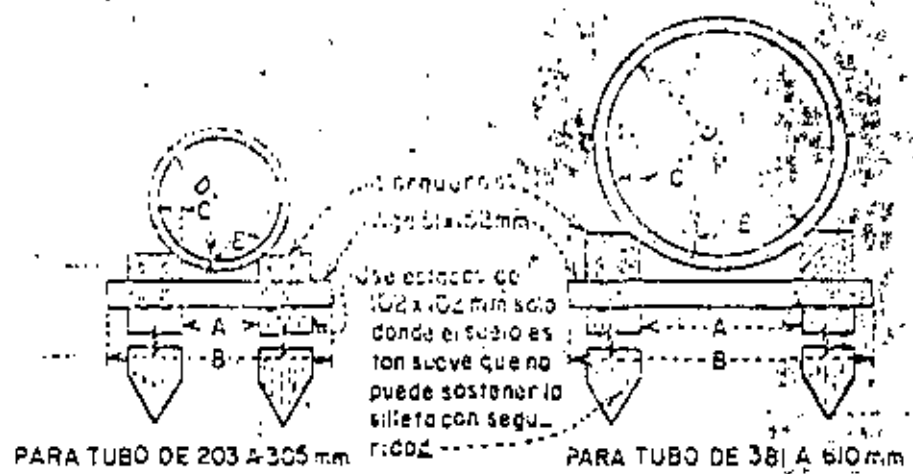
RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA  
CON ENVOLTURA DE GRAVA



**RELACIONES PARA TUBERIA DE DRENAJE AGRICOLA  
CON ENVOLTURA DE GRAVA**

115

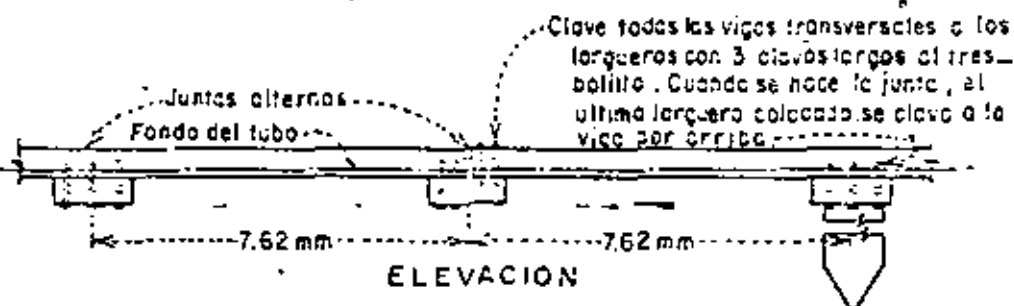
115



SECCION



PLANTA



ELEVACION

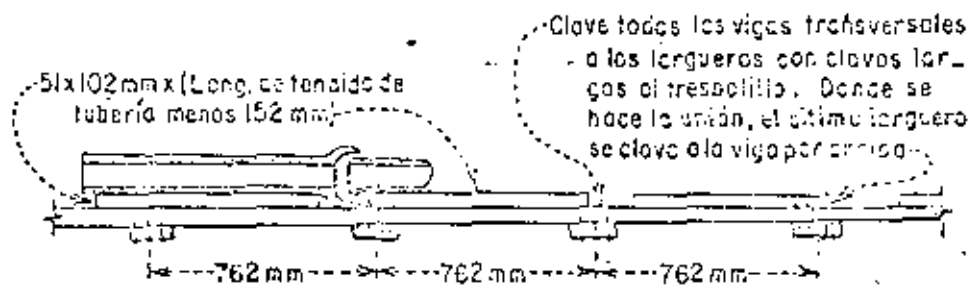
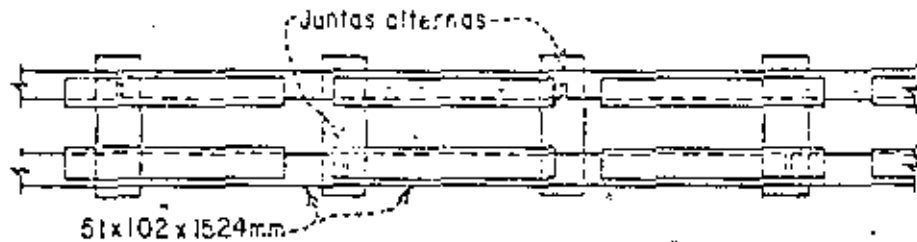
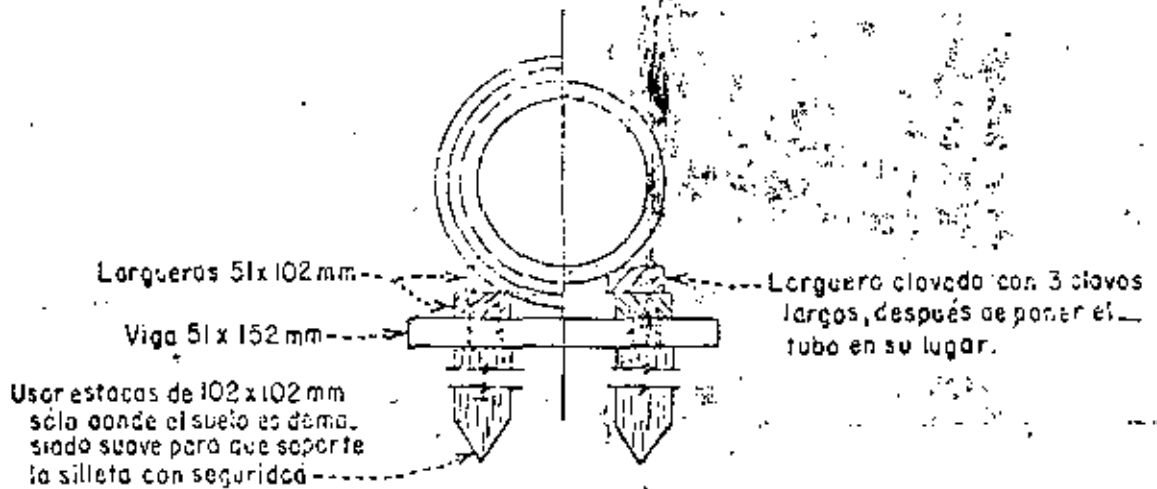
TABLA DE DIMENSIONES (En mm)

DIAMETRO DEL TUBO D	ESCAORIA DEL LARGUERO	LARGUEROS SIN CEPILLAR				LARGUEROS CEPILLADOS (USA CARA)			
		A	B	C	E	A	B	C	E
203	51x102	135	406	19	19	132	381	22	13
254	51x102	159	457	19	16	127	406	22	13
305	51x102	159	457	25	16	133	406	29	16
381	102x102	305	610	22	25	284	559	22	22
457	102x102	340	660	22	22	320	610	22	22
508	102x102	356	660	29	25	333	610	29	25
610	102x102	397	711	29	25	375	660	29	22

SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBOS DE DRENAJE DE EXTENSION EN 30' DE LARGUETA Y BARRERA

116

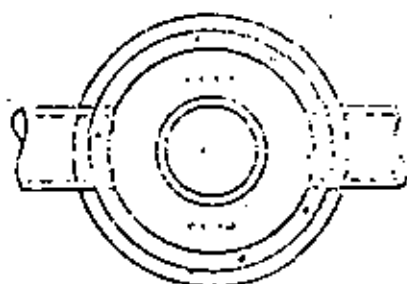
116



SILLETA DE MADERA TIPICA PARA TUBERIA DE MACRO Y CAMPANA

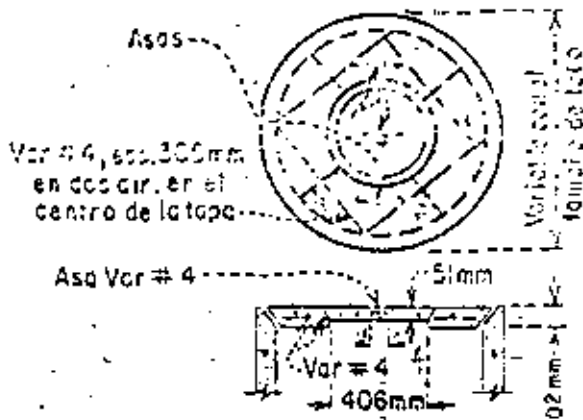
117

117

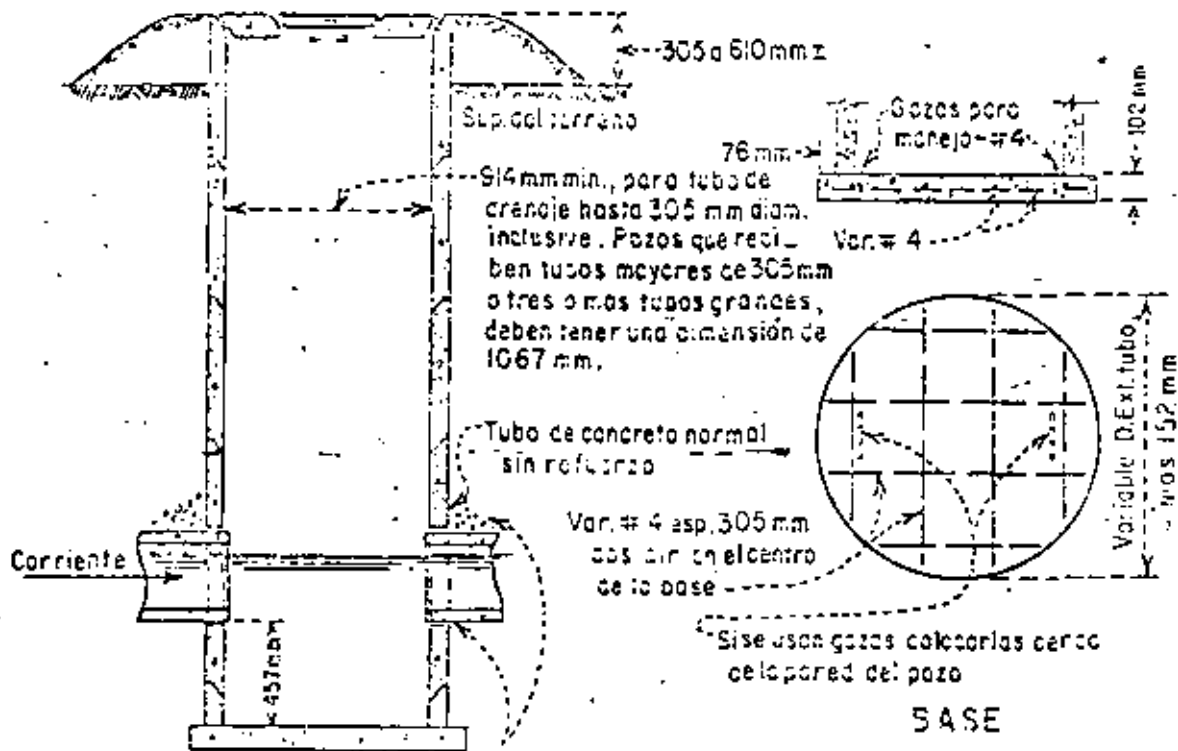


Nota: Use cadena u otro dispositivo con candado a través de las asas

PLANTA



TAPA



BASE

Recorte en el campo en la sección inferior del pozo, una abertura aprox circular para recibir el tubo. Después de ajustar, con mortero forme cuidadosamente el asiento del tubo a la elevación correcta y empuje con grava alrededor del tubo como se lo indiquen.

POZO TIPICO PARA HOMBRE EN DREN CUBIERTO (POZO DE VISITA)



CARGAS SOBRE TUBERÍAS DE DRENES, CAUSADAS POR HELLENOS CON DIVERSOS MATERIALES, EN KILOGRAMOS POR METRO DE TUBERÍA 1/

ESPESOR DEL RELLENO SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL TUBO		TIERRA SUPERFICIAL SATURADA									ESPESOR DEL RELLENO SOBRE LA PARTE SUPERIOR DEL TUBO		MATERIAL SUELO								
		0.46	0.53	0.61	0.69	0.76	0.84	0.91	1.07	1.22			0.46	0.53	0.61	0.69	0.76	0.84	0.91	1.07	1.22
Pies	Metros										Pies	Metros									
5	1.52	707	788	1 057	1 235	1 406	1 577	1 741	2 113	2 433	5	1.52	788	960	1 178	1 310	1 510	1 674	1 828	2 225	2 57
6	1.83	759	827	1 183	1 345	1 600	1 801	2 024	2 441	2 872	6	1.83	885	1 094	1 312	1 510	1 726	1 929	2 173	2 502	3 02
7	2.13	848	1 071	1 295	1 533	1 771	2 016	2 247	2 753	3 244	7	2.13	975	1 205	1 451	1 689	1 935	2 180	2 426	2 954	3 50
8	2.44	900	1 146	1 379	1 652	1 927	2 195	2 455	3 028	3 601	8	2.44	1 049	1 310	1 577	1 851	2 136	2 396	2 664	3 267	3 85
9	2.74	945	1 205	1 481	1 771	2 054	2 351	2 664	3 281	3 906	9	2.74	1 109	1 399	1 677	1 954	2 207	2 612	2 932	3 557	4 16
10	3.05	975	1 257	1 555	1 868	2 188	2 507	2 842	3 497	4 217	10	3.05	1 168	1 487	1 801	2 128	2 470	2 813	3 133	3 817	4 55
11	3.35	1 004	1 302	1 622	1 942	2 299	2 641	3 006	3 720	4 479	11	3.35	1 213	1 570	1 877	2 247	2 612	2 984	3 363	4 122	4 95
12	3.66	1 027	1 339	1 674	2 016	2 396	2 768	3 155	3 936	4 740	12	3.66	1 250	1 607	1 929	2 366	2 753	3 140	3 549	4 390	5 21
13	3.96	1 049	1 369	1 726	2 083	2 478	2 872	3 281	4 122	4 970	13	3.96	1 287	1 652	2 046	2 448	2 872	3 295	3 743	4 629	5 50
14	4.27	1 064	1 394	1 756	2 136	2 545	2 961	3 400	4 286	5 194	14	4.27	1 317	1 704	2 112	2 537	2 991	3 430	3 859	4 834	5 78
15	4.57	1 071	1 414	1 793	2 188	2 619	3 051	3 497	4 435	5 380	15	4.57	1 342	1 741	2 173	2 612	3 085	3 564	4 048	5 052	6 07

1/ Para materiales de otro peso multiplíquense las cargas por el cociente del peso del material entre 1 602.

1/ Basadas en la fórmula de Newton para cargas en zanjas:  $W = CWB^2$

Donde:

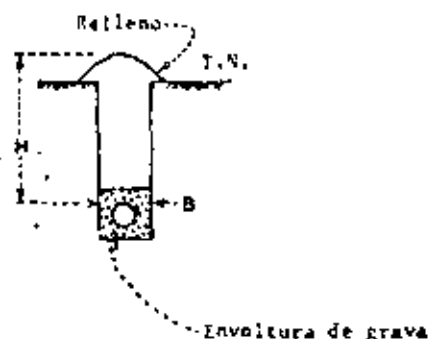
W = Carga sobre el tubo en kp/m

C = Coeficiente de carga sobre el tubo

w = Peso del relleno en kg/m<sup>3</sup>

B = Ancho de la zanja medido en la parte superior del tubo, en m

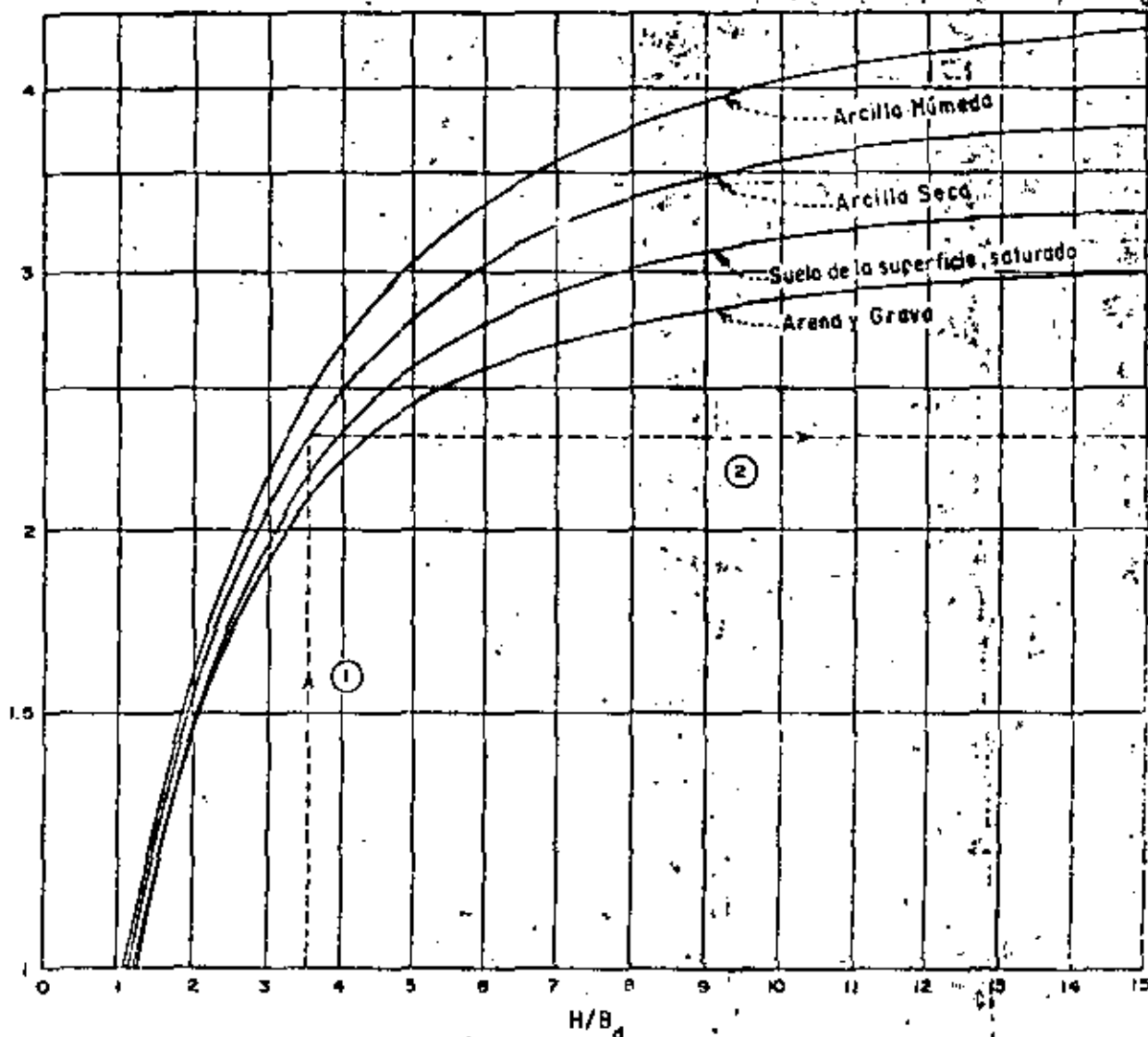
H = Espesor del relleno sobre la parte superior del tubo, en m

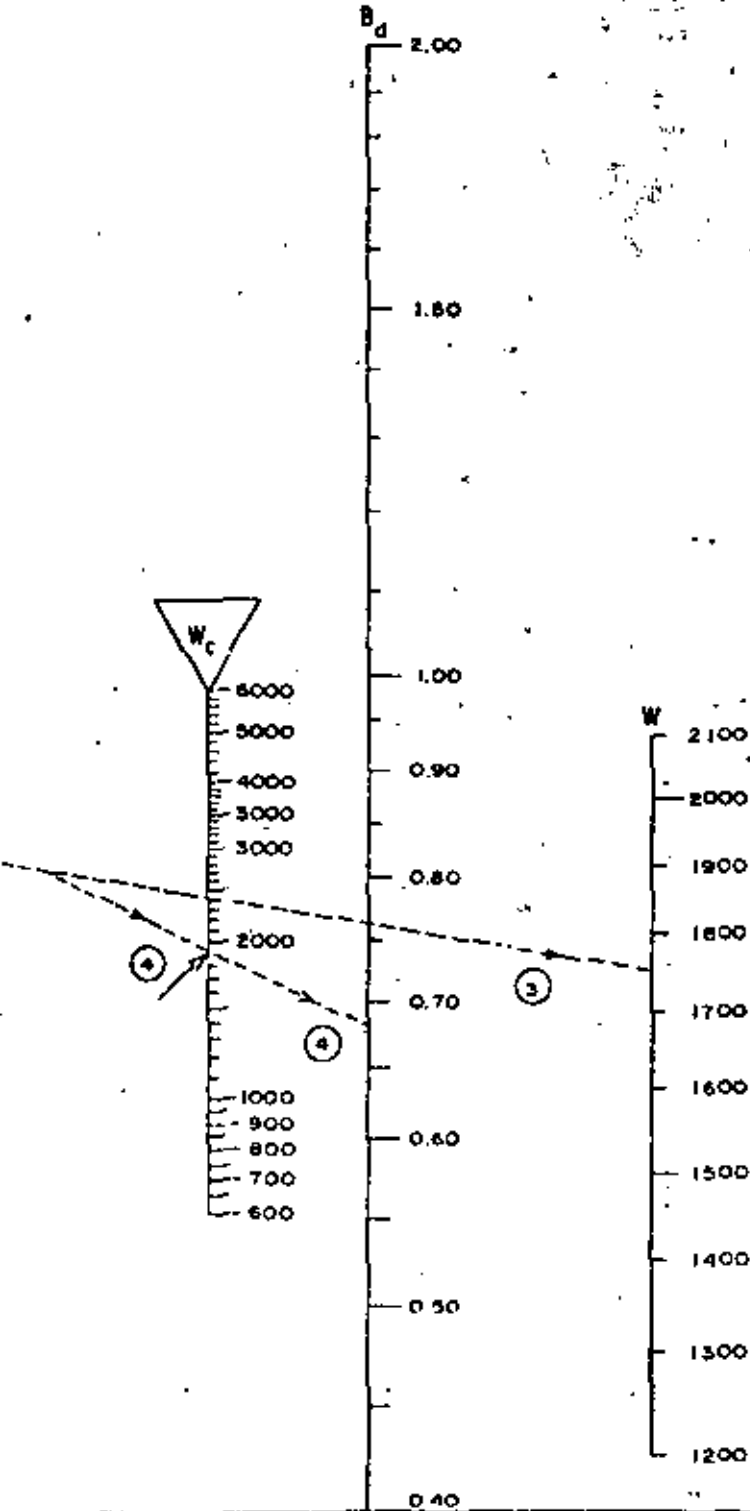


118

## EJEMPLO

Una tubería de drenaje se va a colocar en un trinchero que tiene 0.68 m de ancho en la altura superior del tubo ( $B_0 = 0.68$  m) y quedará cubierta 2.44 metros, medidos desde la parte superior del tubo ( $H = 2.44$  m). El material es arcilla seca, con peso unitario de 1760  $\text{Kg/m}^3$  ( $W = 1760$ ).  
 $H/B_0 = 2.44/0.68 = 3.58$ .  $W_c = 1940 \text{ Kg/m}^3$





**EXPLICACION**

$$W_c = C_d \cdot W \cdot B_d^2$$

- Donde  $W_c$  = Carga vertical externa sobre un conducto cubierto, debida al material de relleno, en kilogramos por metro lineal.
- $C_d$  = Coeficiente de carga, que depende de la clase de material de relleno.
- $W$  = Peso unitario del material de relleno, kilogramos por metro cúbico.
- $B_d$  = Ancho horizontal de la trinchera al nivel de la parte superior del tubo, metros.
- $H$  = Altura del relleno, medida desde la parte superior del tubo, metros.

**CARGAS EN TUBOS COLOCADOS EN TRINCHERAS  
BASADAS EN LA FORMULA DE MARSTON**

Adaptado del plano U. S. B. R. 103-D-775

CARGAS DE APLASTAMIENTO PERMISIBLES USADAS EN TUBOS DE ALBAÑAL CON 10% DE GRAVA  
EN KILOGRAMOS POR METRO LINEAL DE TUBERÍA

DIÁMETRO PULG.	TUBO DE BARRO PARA ALBAÑAL		TUBO DE CONCRETO PARA ALBAÑAL /1		TUBO DE BARRO PARA DREN /4			TUBO DE CONCRETO PARA DREN /5		TUBO DE /7 CONC. PARA DRENAJES
	RESISTENCIA NORMAL /1	RESISTENCIA EXTRA /2	RESISTENCIA NORMAL **	RESISTENCIA EXTRA	RESISTENCIA NORMAL	CLASE EXTRA	TIRADO	CLASE NORMAL	CLASE EXTRA *	INDICACION Y DRENAJE
10 1/2	2 232	-	2 232	4 464	1 786	2 455	3 125	1 786	2 455	2 790
12	2 455	-	2 455	4 908	1 786	2 455	3 125	1 786	2 455	2 790
15 1/2	2 455	4 464	2 455	4 464	1 786	2 455	3 125	1 786	2 455	2 902
18	2 902	4 464	2 902	4 464	1 786	2 455	3 318	1 786	2 455	3 014
20	3 125	4 464	3 125	4 464	1 786	2 455	3 460	1 786	2 455	3 125
22 1/2	3 348	5 023	3 348	5 023	1 786	2 455	3 715	1 786	2 455	3 348
24	3 56	-	-	-	1 875	2 455	4 130	-	2 455	3 572
25 1/2	3 811	6 139	3 899	6 213	1 942	2 567	4 420	-	2 455	3 861
27 1/2	4 091	-	-	-	-	2 679	4 668	-	2 455	3 955
30	4 517	7 366	4 464	7 366	-	2 902	5 223	-	2 679	4 018
32 1/2	4 911	-	-	-	-	-	-	-	2 902	4 130
36	5 337	8 594	4 911	8 594	-	3 237	5 982	-	3 125	4 241
40	5 857	9 872	5 357	9 829	-	3 720	6 997	-	-	4 364
45	6 439	10 492	-	-	-	4 018	7 441	-	-	-
50	7 143	11 261	-	-	-	4 464	8 014	-	-	-
55	7 813	12 277	-	-	-	-	-	-	-	-
60	8 706	13 393	-	-	-	-	-	-	-	-

\* También clase especial

\*\* También tubo de concreto perforado /6

## NUM. DE ESPECIFICACION

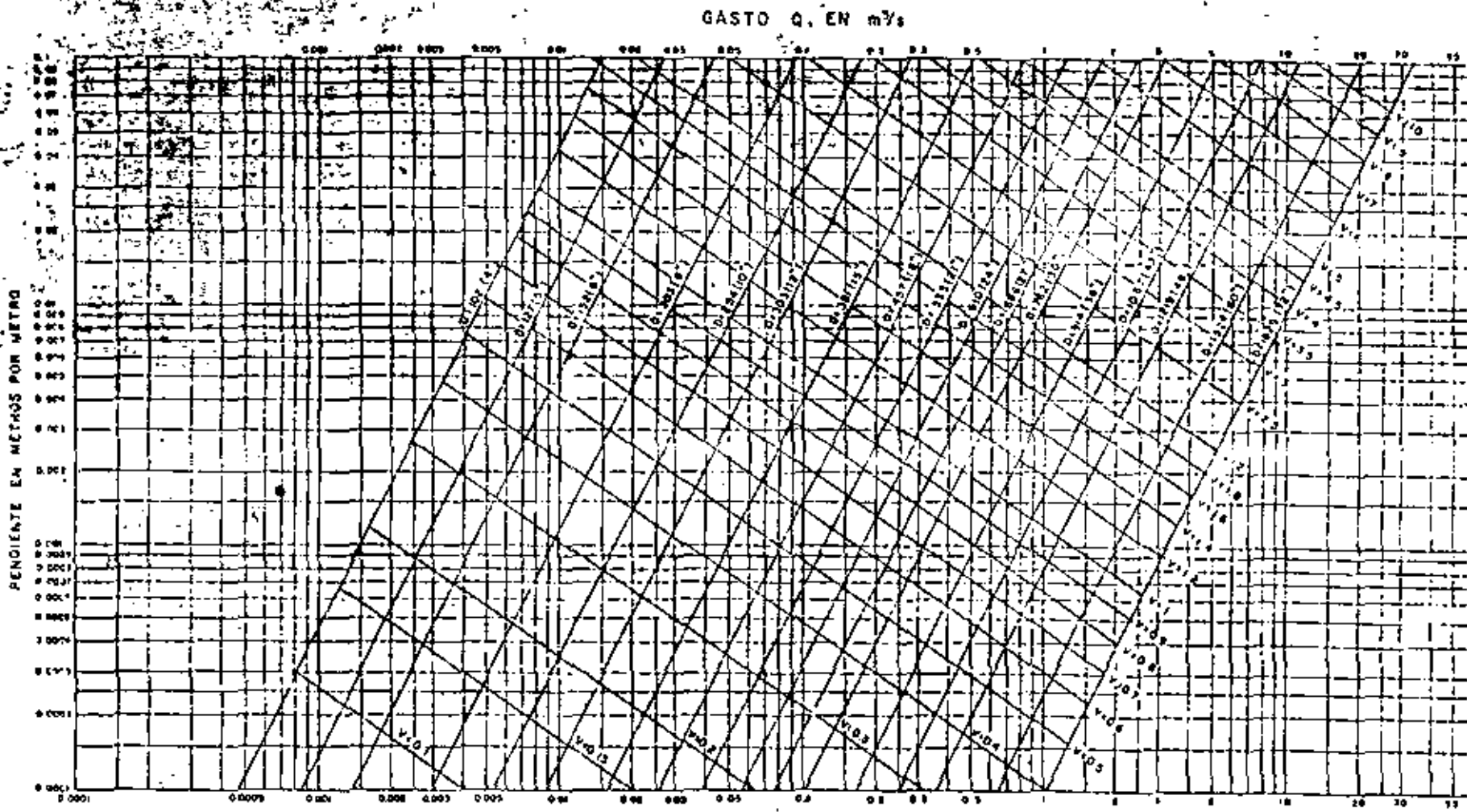
- /1 ASTM C 13-57 T  
/2 ASTM C 200-57T  
/3 ASTM C 14-59  
/4 ASTM C 4-59 T  
/5 ASTM C 412-58T  
/6 ASTM C 444-59T  
/7 ASTM C 114-59

NOTA: Cuando los valores para cargas de aplastamiento permisibles, consignados en la tabla anterior no cubran algún caso, debido a condiciones de carga desusadas, entonces debe considerarse el uso de tubo de concreto reforzado para albañal o para alcantarilla. Véanse las especificaciones Federales (U. S. Federal Specifications) No. 55-P-371, Tipo II; y ASTM C 76-57T.  
Cuando se use tubo de concreto, debe emplearse cemento tipo V (resistente al sulfato) en su fabricación.

Los valores de la tabla son 150% de los valores de la prueba de tres aristas.

121

122



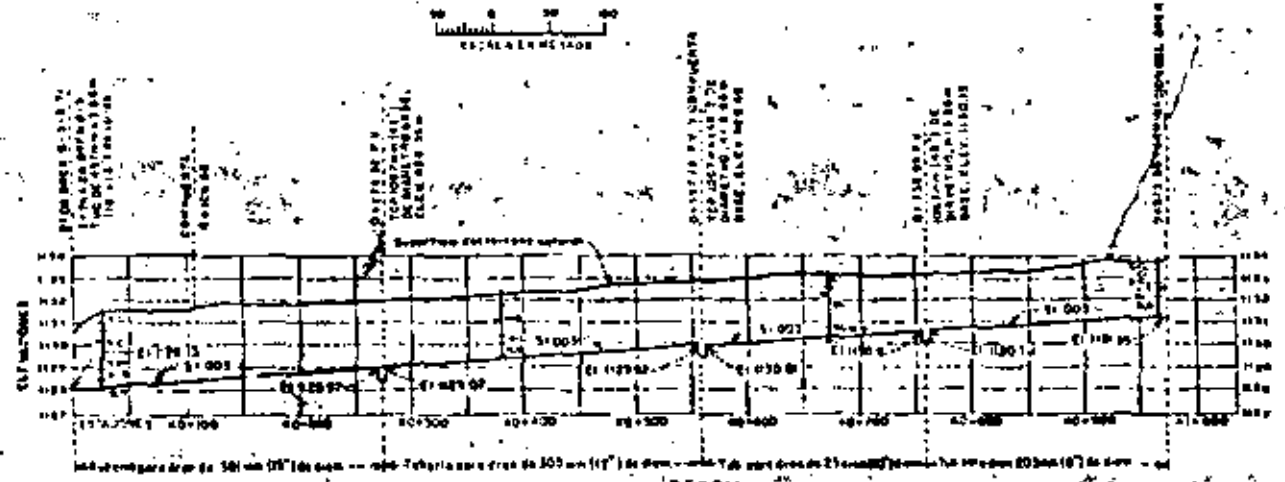
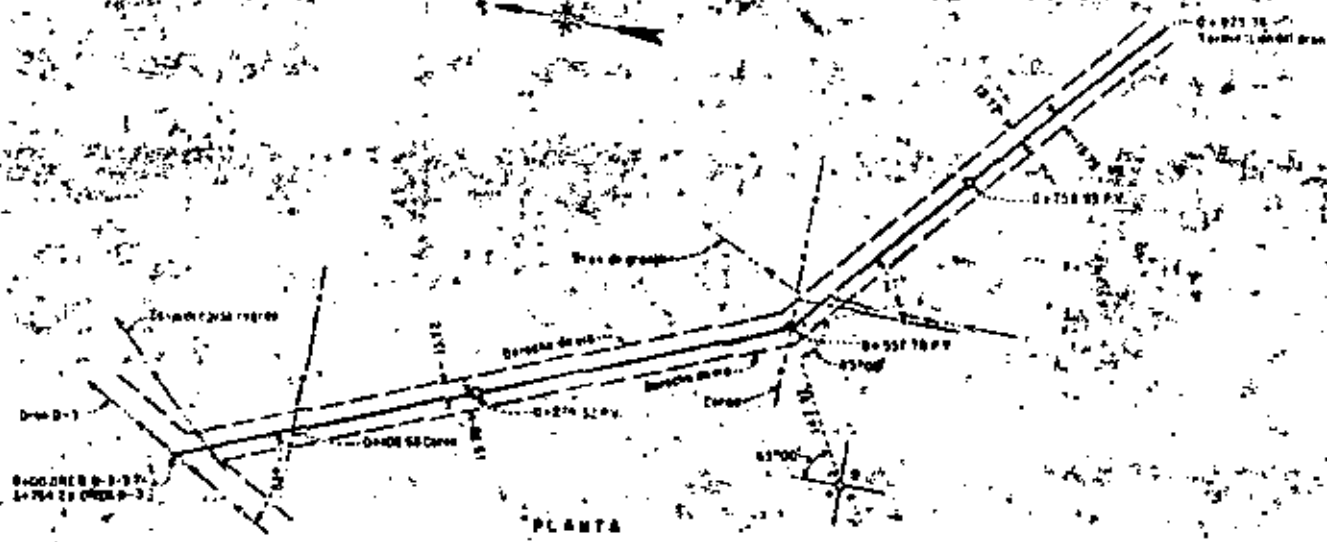
n = 0.015  
 V = Velocidad en m/s [Formula de Manning]  
 D = Diametro de tubo en mm y pulgadas.

GASTO Q, EN m³/s

GASTO EN TUBERIAS DE DRENAJE

Adaptado del plano U.S.B.A. 103-D-658

123



**NOTAS**  
 Para detalles de obras de arte, véase el de  
 "Obras y tubos de salida", véase el:

DIBUJO	FOLIO	PARR.
103-D-844	3	326.1.5
103-D-845	1c	326.2.9
103-D-845	10	326.2.9
103-D-845	12	326.2.10

Los pernos de las tuberías para drenes, de 1/2" de  
 diámetro, deberán ser de 3mm entre tubos.

**SÍMBOLOS**  
 M.S. Es (Español)  
 S - Sal 3 - Sub (Tubo)  
 C - Cloaca 4 - Arroyo (Calle)  
 L - Llave 5 - Llave  
 1 - Senda 6 - Senda  
 7 - Canal 8 - Canal  
 9 - Cauce de 1.50m de ancho (1.75m)

**PROPIEDADES HIDRAULICAS**

TUBO	Diámetro (mm)	S	n	V	Q	h <sub>f</sub>	h <sub>f</sub> /100
0+000 05 a 0+174 32	12	101	005	0.75	0.004	0.031	
0+174 32 a 0+557 70	12	101	005	0.75	0.004	0.057	
0+557 70 a 0+718 90	10	154	005	0.75	0.004	0.025	
0+718 90 a 0+800 30	6	203	005	0.75	0.004	0.071	

**EXPLICACION**  
 M.S. = Para de mano (Para para Mano)  
 S = 3/4" de P.V.  
 T.P.C. = Tubo para tubo de concreto  
 T.M.C. = Tubo para tubo de concreto  
 Especificaciones y detalles véase el M.S.

**SEWER CUBIERTO TÍPICO**  
**PLANTA Y PERFIL**



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

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

**ZANJAS ABIERTAS PARA DRENAJE**

**ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ  
SEP-OCT. 1982**

ZANJAS ABIERTAS PARA DRENAJE



## CHAPTER 5. OPEN DITCHES FOR DRAINAGE - DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE

<u>Contents</u>	<u>Page</u>
General	5-1
Location	5-1
Channel location under nonerosive conditions	5-2
Channel location under erosive conditions	5-2
Location of diversion ditches	5-3
Layout of ditches in humid areas	5-3
Location of drainage ditches in western irrigated lands	5-3
Curves in ditches	5-3
Required Capacities	5-4
Drainage coefficients	5-4
General	5-4
Effect of outlet capacity on selection of drainage coefficients	5-5
Coefficients for subsurface drainage	5-5
Coefficients for surface drainage	5-6
Determination of coefficient "C" for use in surface drainage formula	5-6
Example for computing "C" values	5-14
Computation of design flow	5-14
Combining flows from areas on which different coefficients are used to compute design flow	5-14
Drainage coefficients for steep and other areas	5-15
Total storm runoff and peak flow	5-15
Volume of runoff	5-15
Peak runoff and hydrographs	5-18
Design Standards	5-18
Channel design	5-18
Value of "n" for design	5-18
Channel section	5-19
Depth	5-19
Bottom width	5-19
Side slopes	5-19
Ditch stability	5-20
Berms and spoil banks	5-20
Design Procedure	5-21
General	5-21
Establishing the hydraulic gradeline	5-22
Computing ditch sizes at junctions - 20-40 rule	5-23
Computing equivalent drainage area	5-24
Flow from reservoirs into drainage systems	5-27

	<u>Page</u>
Hydraulic design at culverts	5-27
Hydraulic design at bridges	5-30
Computing cross section of ditch	5-30
Allowance for initial sedimentation	5-32
Establishing bottom grade of ditch	5-32
Design of large open-ditch system	5-33
<b>Auxiliary Structures and Practices</b>	5-39
Junctions of lateral ditches	5-40
Overfall pipes and structures	5-40
Hydraulic design of "island-type construction"	5-41
Drop spillways	5-41
Chutes	5-43
Sod chutes	5-43
Grade-control structures	5-43
Culverts and bridges	5-43
Culvert depth	5-44
Watergates, cattle guards and ramps	5-44
<b>Construction Plans</b>	5-44
General	5-44
Drainage plan maps	5-46
Profiles	5-46
Cross sections	5-47
Soil borings	5-47
Ditch-design calculations	5-47
Structure details	5-47
Specifications	5-48
<b>Maintenance of Open Ditches</b>	5-48
Responsibility for maintenance	5-49
Working out a maintenance plan	5-49
Past history of maintenance	5-50
Economics of maintenance	5-50
Methods of maintenance	5-50
Using construction equipment for maintenance	5-50
Mowing	5-51
Pasturing	5-51
Burning undesirable vegetation	5-51
Chemical control of vegetation	5-51
<b>References</b>	5-52

#### Figures

Fig. 5-1 Key map showing drainage coefficients for use in drainage design	5-8
Fig. 5-2 Drainage runoff curves	5-9
Fig. 5-3 Drainage runoff curves	5-11
Fig. 5-4 Determination of coefficient, C, in the drainage formula: $Q = CA^{5/6}$	5-13
Fig. 5-5 Drainage runoff curves for sample drainage ditch design	5-25
Fig. 5-6 Procedure for design of drainage ditches at culverts	5-29
Fig. 5-7 Sample--Condensed plan profile	5-35

Tables

Table 5-1	Suggested minimum radius of curvature in stable soil without bank protection	5-4
Table 5-2	Value of "n" for drainage ditch design	5-18
Table 5-3	Ditch side slopes for use with various maintenance methods	5-19
Table 5-4	Sample--Drainage ditch design	5-37

## CHAPTER 5. OPEN DITCHES FOR DRAINAGE - DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE

General

This chapter outlines procedures for designing, constructing, and maintaining open ditches for agricultural drainage. It covers ditches and reconstructed channels used primarily as outlets for drainage systems occupying broad river bottoms, deltas, coastal plains, lake plains and upland prairies where the general topography is flat to mildly sloping and where surface waters are diffused. Where channels extend from such areas into narrowing bottoms and steeper slopes adjoining or into uplands, additional guidance for design and stability checks as covered in SCS Technical Release No. 25 should be used to assure protection against degradation and bank erosion. The procedure and criteria also is applicable to the design of drainage ditches used for interception drainage. Chapter 3, Surface Drainage, deals with small field ditches. Chapter 4, Subsurface Drainage, contains criteria for planning ditches for use in subsurface drainage of agricultural land.

The design of drainage ditches must give due consideration to the equipment and methods to be used for construction, and to the needs for and methods to be used in maintaining the ditches. The design must be based on adequate consideration of the following interrelated factors:

1. The ditch must be designed to meet the project needs without aggradation or degradation of the channel bed or erosion of the channel banks.
2. It must be capable of being maintained to the size and condition required to continually meet the project needs.
3. The cost of construction and maintaining the ditch must be less than the benefits which it is expected to produce.
4. The construction, operation, and maintenance of the ditch must be carried out in a manner which will not contribute significantly to downstream sediment loads or on-site deterioration in quality of the environment.

Design and construction of ditches to meet these requirements are complex jobs. Positive consideration of all factors will result in an improvement to the environment and the agricultural economy of the area served. Inadequate consideration of any of the factors listed will result in disappointment and financial loss to the owners.

Location

Drainage ditches should be located to provide the most effective drainage of the agricultural wetland. Topography, existing ditches and drains, bridges,

farm boundaries and other physical features all influence ditch location. Natural outlets such as estuaries, rivers, lakes or swamps, or old ditches, usually fix the general location of an open ditch, but the alignment and efficiency of the channel may be improved by the use of cutoffs, long tangents, and smooth curves.

Open ditches should terminate in an adequate outlet. The capacity of the outlet must be adequate to carry the design discharge from the project without it resulting in stage increases which would cause significant damage downstream. This may require extending the channel improvement further downstream. A comparison of alternate locations of the point of outlet may also be needed. The stage of a stream during the storm when the drainage system is discharging at the design rate determines the adequacy of the stream as an outlet. A study of the frequency of high water stage is needed for large streams, lakes, and tidal waters to determine their adequacy as an outlet and to establish the elevation of the design hydraulic gradeline for the open ditch at the outlet. See chapter 2 for more details regarding the requirements of outlets for agricultural drainage systems.

#### Channel location under nonerosive conditions

Where the topography is flat and soils and velocity are well within the range of conditions where channel stability will be no problem, alignment changes can be made to fit the area. Some factors to consider when changing alignment of a ditch are: (a) Straight ditches permit rectangular fields and efficient farming. (b) A shorter channel will have more slope, greater velocity and less cross-sectional area and will be less likely to accumulate sediment than a longer channel between the same terminal points. (c) Changing the existing location may require placing the ditch on higher land, crossing farm boundaries, isolating parts of fields from the rest of the farm, and installing new bridges and culverts not otherwise needed. (d) The location may result in placing the ditch in more or less stable soils.

#### Channel location under erosive conditions

Some drainage ditches may be needed where site conditions are likely to cause stability problems. Flow velocity, position of the water table, soil texture, soil structure, and vegetation are the principal factors influencing channel erosion. A careful study of these factors and the protection which may be needed should be made before constructing any channel. If significant erosion is probable, alternate solutions should be considered. It may be feasible to choose another location using a longer channel on a nonerosive grade; to locate the ditch in more stable soil; or to avoid cutoffs and straightening of natural channels. Use of a wider and shallower channel to decrease the hydraulic radius and the velocity is a possibility.

If these alternatives are not feasible, grade control structures or bank protection may be needed to protect the ditch. The principal practices and structures to control erosion in drainage ditches are: grade-control structures; bank protection by vegetation; riprap; jetties of piling or trees; catchedrons; brush mats; and continuous piling. The use of jetties, piling, and catchedrons applies only to large channels. These costly measures are not normally used on drainage ditches and when used in channels with unstable soils may have a high rate of failure.

## Location of diversion ditches

Open ditches often serve as diversions to protect land from overflow. Most diversion ditches are located near the edges of hilly or sloping land, and need to be deep enough to intercept seepage as well as surface flow. Excavation from diversions is often placed to form a dike on the lower side for added protection. Where the safety of levees and dikes depends on adequate capacity of the diversion, it is essential to inspect the diversion ditch regularly and perform maintenance as required to keep down undesirable vegetation and remove sediment and other obstructions to flow. Diversion channels usually are designed to handle the peak flow storm of a frequency ranging from two to 10 years. Higher protection will be required when flood protection is a purpose. Economy in channel design results from designing the main diversion to carry part of the peak flow and to route the excess flow through spillways into other channels, sloughs or overflow areas. Often the spillway may be along sections of a channel having no dike, or with the top of a section of the dike below grade of the rest of the dike to provide a fuse plug. This type of construction reduces costs, but is applicable only where site conditions permit the lower level of protection.

Small surface water diversions are used frequently in farm drainage systems to prevent surface waters from adjoining lands from flooding fields to be drained. Deep diversions to intercept ground water are used to lower the water table in the area below the diversion ditch.

## Layout of ditches in humid areas

Ditch systems in humid areas provide outlets for farm ditches, buried drains, interception ditches and irrigation return flows. The most common type of drainage system constructed by drainage enterprises in flatland areas consists of a network of laterals or sublaterals spaced at intervals which will provide each farm and ranch with a dependable outlet. Where farm units are small, it may not be feasible for a drainage enterprise to provide a lateral to reach each farm and small groups of farmers may need to construct a group lateral as an outlet for their farm laterals.

## Location of drainage ditches in western irrigated lands

Drainage ditches in western irrigated areas serve primarily as disposal ditches for subsurface drains in irrigated areas. Ditches located perpendicular to the flow of ground water are installed to intercept subsurface flow and are called "interceptor ditches." Ditches located approximately parallel to the flow of ground water, or where the water table is relatively flat, and at a depth and spacing required for control of the water table, are called "relief ditches."

The location of ditches is usually fixed by the irrigation or canal system and the depth and location of permeable aquifers. In irrigated areas where high intensity rainfall occurs, channels are designed to serve as dual purpose ditches for the drainage of both surface and ground water.

## Curves in ditches

Where feasible, smooth curves should be used for alignment rather than sharp bends in order to improve the hydraulic property and stability of the ditches.

Where this is applicable the recommended minimum radius of curvature may be established in a local drainage guide.

Often the best surface drainage is obtained by a ditch following low swales. To improve alignment, ditches may cut through minor rises in topography. Long tangents and gentle curves facilitate the cultivation of adjoining fields by eliminating odd-shaped areas. Where the design engineer plans to establish a minimum radius of curvature, table 5-1, may be of value. This table has been used widely in design of group drainage jobs.

Table 5-1. Suggested minimum radius of curvature in stable soil without bank protection

Kind of ditches	Fall per mile	Minimum radius of curvature	Approximate degree of curve
	feet	feet	degrees
Small ditches maximum top width 15 feet . . . . .	Under 3	300	19
	3 to 6	400	14
Medium-sized ditches top width 15 to 35 . . . . .	Under 3	500	11
	3 to 6	600	10
Large ditches (more than 35 top width) . . . . .	Under 3	600	10
	3 to 6	800	7

Problems outside the range of table 5-1, and in erodible soils, require special design. Sharp changes in alignment are needed in some locations to decrease waste area in fields. Where this is done, banks should be protected to prevent erosion.

#### Required Capacities

##### Drainage coefficients

###### General

The drainage coefficient is the rate of removal of excess water necessary to provide a certain degree of crop protection. Chapter 1 of this handbook includes a general discussion of drainage coefficients. Some drainage coefficients are for surface drainage, some for subsurface drainage, and some for a combination of the two. Subsurface flow is more uniform and extends over a longer period of time than surface runoff. In areas subject to both excess surface and subsurface water the subsurface drainage coefficient is usually the smaller of the two.

In order to give proper consideration to the characteristics of precipitation and runoff the drainage coefficient for surface drainage is usually expressed as a curve, where the rate of removal per unit of area varies according to the size of the drainage area. Drainage coefficients for subsurface drainage are usually expressed as a certain quantity of water removal from the drainage area per day. This may be expressed as inches per day from the watershed, or cubic feet per second per square mile. For large areas the rate may decrease. Where the need for both surface and subsurface drainage exists in a watershed, consideration must be given to the requirements of each in computing the design capacity for the ditch which serves as the common outlet.

In irrigated areas where the subsurface flow is continuous and generally uniform for extended periods, it should be considered as a base flow in computing the required capacity of the outlet ditch. In those areas where subsurface flow is the result of precipitation and is intermittent, the required capacity of the outlet ditch will be governed by the surface drainage flow. After a rainstorm the surface flow usually passes its peak before subsurface flow begins. In both situations the minimum depth of the outlet ditch will be determined by its required depth for subsurface drainage of its watershed. Any open ditch in an area subject to rainstorms will periodically be subjected to runoff from storms of abnormally high intensity. The type of agriculture and other improvements in the flood plain will determine the feasibility of constructing the ditch to the size required to carry the runoff from these abnormally large rainstorms within banks. Decisions are made on an evaluation of damages which would result from overbank flow and the cost of improvements which would prevent it.

#### Effect of outlet capacity on selection of drainage coefficient

In selecting criteria for design of drainage improvements, due consideration must be given to the capacity of the outlet into which the drainage ditches must empty. In determining the adequacy of outlets, the following basic requirements should be met.

1. The capacity of the outlet should be such that the discharge from the project watershed, after the installation of proposed improvements, will not result in stage increases that will cause significant damages below the termination of the project ditch.
2. The capacity of the outlet should be such that the design flow from its watershed can be discharged into it at an elevation equal to or less than that of the termination of the hydraulic gradeline used for design of the project ditch. The design flow from the watershed above the outlet should be determined in the same manner as the design discharge from the project. The probability of installing additional ditches in other watersheds which are served by the same outlet, in accordance with watershed or river basin needs, should be considered.
3. Where the outlet is a channel installed by the Corps of Engineers or other federal or state agency, the capacity of the project ditch will be governed by the capacity of the outlet. Criteria for design of the project ditch should be comparable to that of the outlet in such cases.
4. Where subsurface drainage is needed, the depth of the outlet needs to be such that subsurface drains may discharge freely into mains and laterals at normal low water flow.

#### Coefficients for subsurface drainage

The determination of coefficients for design of subsurface drains is discussed in Chapter 4 of this handbook. In using these coefficients for determining the required capacity of open ditches which serve as outlets for subsurface drains, consideration must be given to the amount of surface flow entering the ditches also.

In computing the subsurface flow from large watersheds the following points should be considered.



1. Percent of the watershed on which subsurface drains are installed, or which is contributing subsurface flow to open ditches.
2. Type of subsurface flow - continuous or intermittent.
3. Leaching requirement in irrigated areas.
4. Effects of precipitation on subsurface flow.

Studies of the yield of drains in arid and semiarid irrigated areas indicate an average flow from areas above one square mile in size to be in the range of 2 to 4 c.f.s. per square mile. Factors favoring use of the smaller figure would be larger areas, a substantial portion of the total area not being irrigated, low to moderate leaching requirement, and a diversity of crops which will result in a more uniform rate of irrigation and therefore of drainage. Experience in the area, observation of flow from existing drainage systems, consideration of the factors affecting flow from subsurface drains, and judgment are needed to develop criteria for required capacity of ditches for drainage of large areas of irrigated land in arid and semiarid areas.

#### Coefficients for surface drainage

Coefficients for surface drainage of flatland are usually determined by the general formula

$$Q = CM^{5/6} \qquad \text{Eq. 5-1}$$

Q = required capacity of ditch in c.f.s.

C = a coefficient related to the characteristics of the watershed and the magnitude of the storm against which the watershed is to be protected

M = drainage area in square miles

This formula applies to areas where the natural land slopes are about 1 percent or less. The formula may be used for minor portions of steeper land in a watershed which is predominantly flatland.

Stream gage records and studies made of the flow of excess rainfall from flatland watersheds show that the rate of flow, per unit of area, decreases as the total area of the contributing watershed increases. The rate of change, indicated by the exponent of M, varies somewhat between watersheds, and with the intensity and duration of the storm producing the excess rainfall. There is adequate data, however, to justify the use of the 5/6 exponent in the formula for determining surface drainage coefficients for all flatland watersheds in the United States.

Design flow from uplands in the watershed should be computed by procedures covered in Section 4, Hydrology, NEM, or from applicable hill land drainage curves. The design flow from the watershed can then be determined by adding to computed upland flow the flow of flatland increments computed from drainage curves.

Determination of coefficient "C" for use in surface drainage formula. - In many areas of the country the value of the coefficient for use in the general formula for surface drainage,  $Q = CM^{5/6}$ , has been determined by many years of experience. Values which are related to the kind of protection needed by different types of agriculture and kinds of crops have been determined for

specific climatic areas in the country. This experience data is invaluable and should continue to be used. Figure 5-1 indicates the area where these drainage coefficients which are shown in figures 5-2 and 5-3 are applicable. In cases where a drainage coefficient is needed in the area west of the north-south dividing line it should be based on the characteristics of the watershed and crops to be grown and somewhat lower than the coefficients in use for similar conditions to the east of the north-south line.

There are some areas, though, where the type of agriculture is changing, or improvements are being made in the watershed which indicate the need for a more precise determination of runoff than that provided by use of the applicable drainage coefficient. In other situations there may be a need to develop a coefficient which is adapted to the specific needs of a particular watershed and the experience with similar conditions is not adequate to indicate the best coefficient to use.

Where this is the case the coefficient "C" for the surface drainage formula may be determined by the following procedure which is a combination of the recommendations of Stephens and Mills (1)\* and the procedures given in NEH 4, Hydrology, for determining runoff rates.

Values of the coefficient "C" for the flatland portion of the watershed may be determined from the relationship

$$C = 16.39 + 14.75 R_e \quad \text{Eq. 5-2}$$

where "R<sub>e</sub>" is the rainfall excess in inches. See figure 5-4 for solution of the above equation. "R<sub>e</sub>" should be determined in accordance with procedures in NEH 4, Hydrology, Chapter 10. An example of determining "R<sub>e</sub>" and "C" is given on page 5-14.

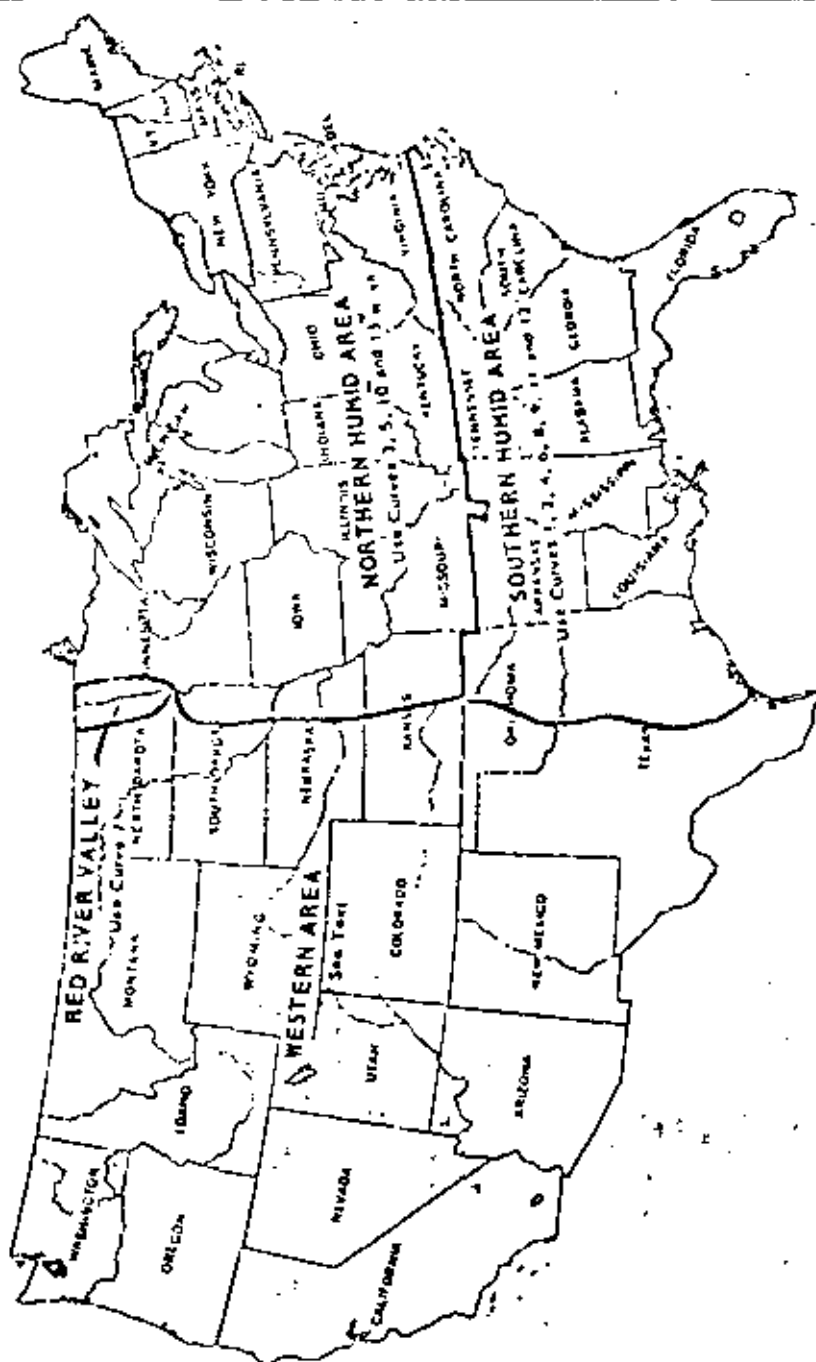
In determining "R<sub>e</sub>" for flatland watersheds the following factors should be considered.

It is normal, and not necessarily damaging, for water to accumulate to shallow depths on flatland during intense or extended periods of rainfall. Such accumulations should extend to relatively short periods of time. It is not feasible to contain all runoff within ditchbanks on flatland except for extremely low intensity and short duration storms. The level of protection on flatland refers to the duration and frequency of storms against which protection is afforded, to the extent that flooding to the depth and duration which will cause significant crop loss will not occur; Drainage formulas, with coefficients ranging from 15 to 50, generally provide this kind of protection against storms of recurrence frequency of once in 2 to 5 years, depending on the kind of crop.

In determining the degree of protection to be provided, the topography and soils need to be investigated. Land which is a foot or two higher receives a much higher degree of protection than the land at general field level on which channel design is based. Lands at the lowest elevations adjoining channels frequently are classed as "heavy" soils and are best suited to pasture or water-tolerant crops. Often the "lighter" soils, best suited for row crops, lie slightly higher in elevation. This is usually true of land built up by stream overflow. In such situations, channels designed on drainage curves

\* Numbers in parentheses refer to references listed at the end of the chapter.

KEY MAP SHOWING DRAINAGE COEFFICIENTS FOR  
USE IN DRAINAGE DESIGN



REFERENCE

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD DRG. NO.

ES-700

SHEET 1 OF 3

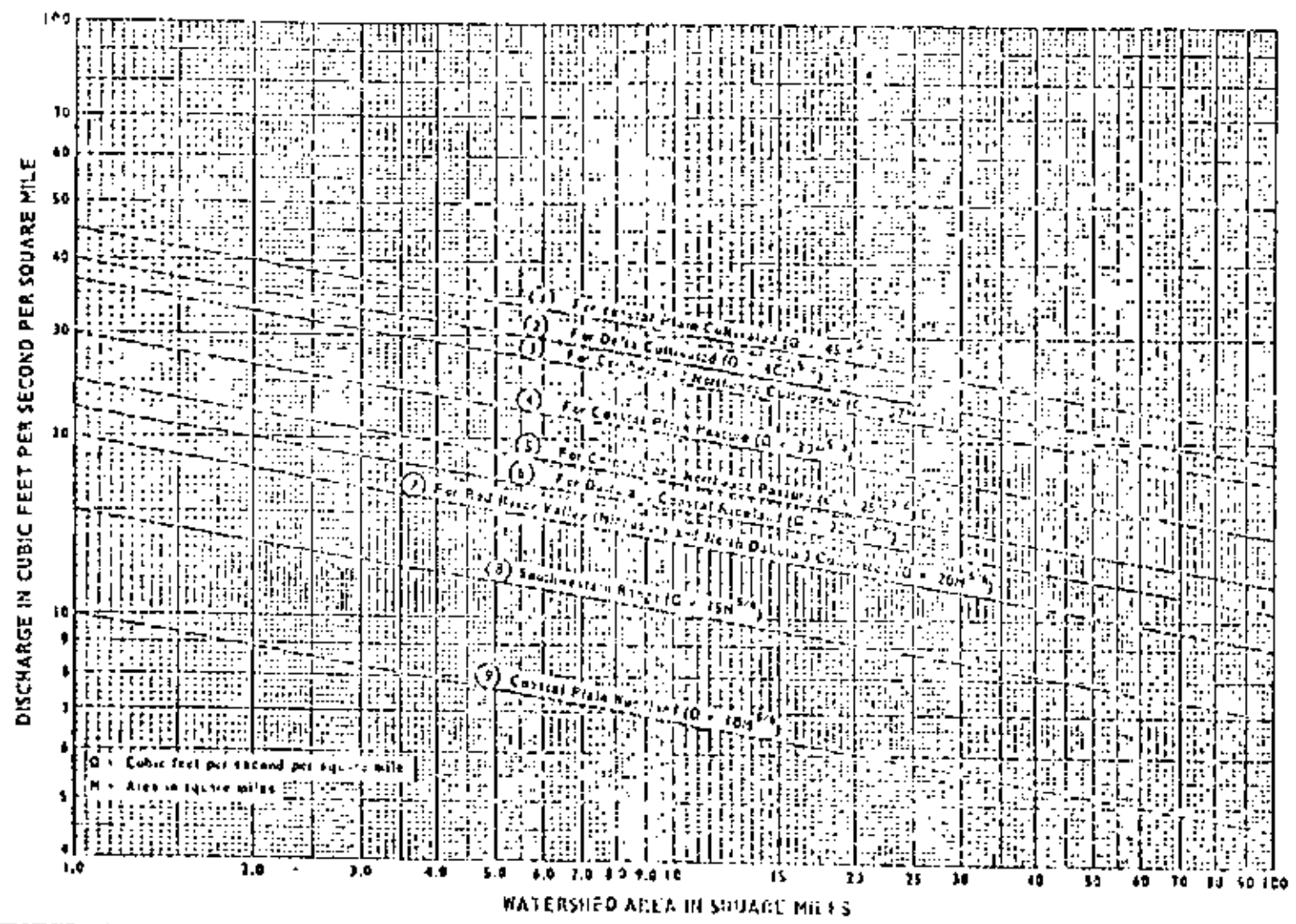
DATE 3-71

Figure 5-1, Key map showing drainage coefficients  
for use in drainage design

Figure 5-2, Drainage runoff curves

ES-700 - sheet 2 of 3

DRAINAGE RUMOFF CURVES



14

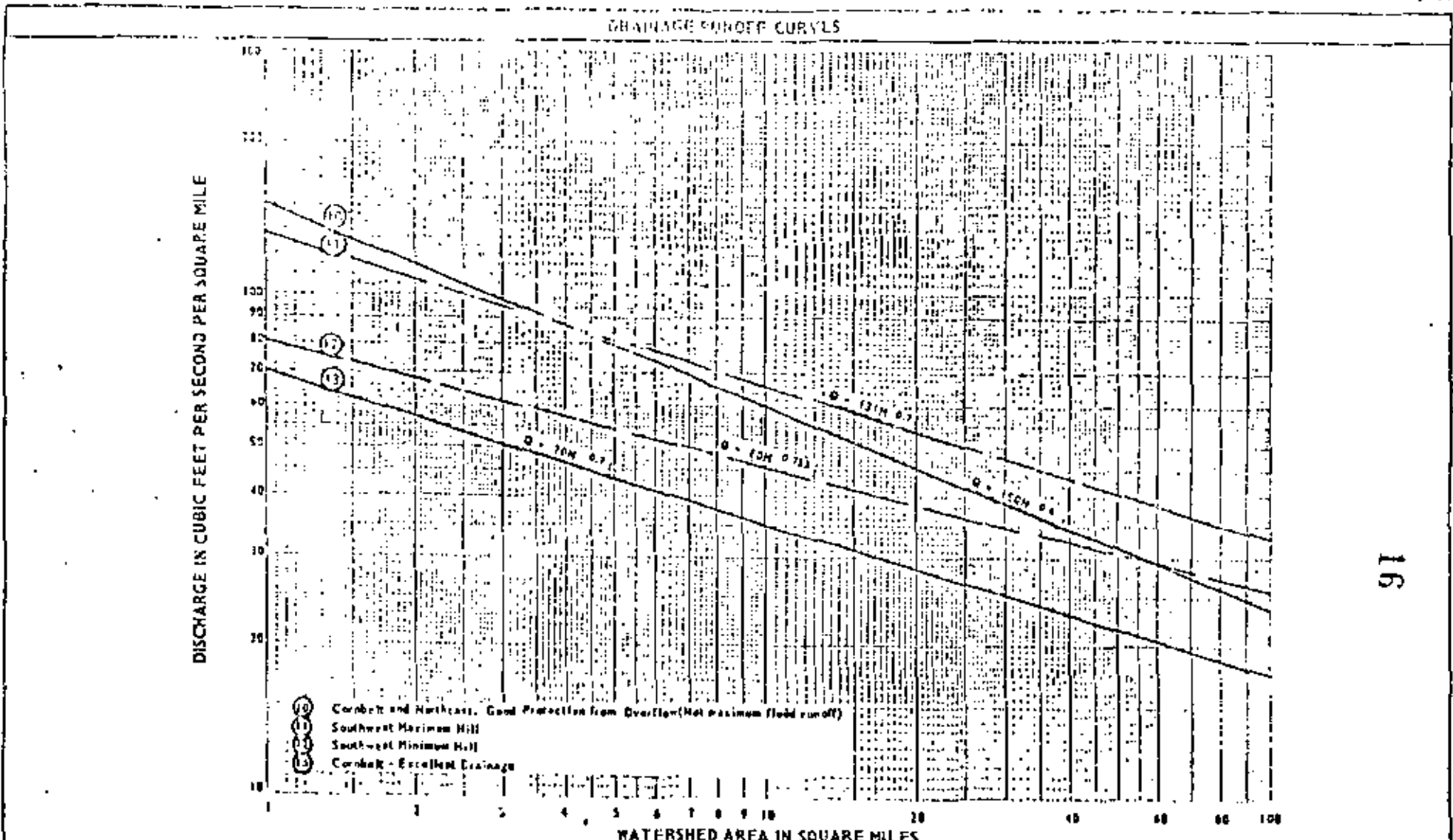
REFERENCE  
 Curves 1, 2, 4, 6, 8 and 9 - Fort Worth, Texas and Spartanburg, South Carolina  
 Engineering and Water and Planning Office  
 Curves 3 and 5 - John G. Sutter, "The Handbook of Open Drainage," Agr. Eng., Vol. 20,  
 No. 5, May 1929  
 Curve 7 - Sutter, "The Handbook of Open Drainage and Water"

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - HYDRAULIC SECTION

STANDARD Dwg. No.  
 SCS 700  
 SHEET 1 OF 3  
 DATE 1-27-34

5  
Figure 5-3, Drainage runoff curves

ES-700 - sheet 3 of 3



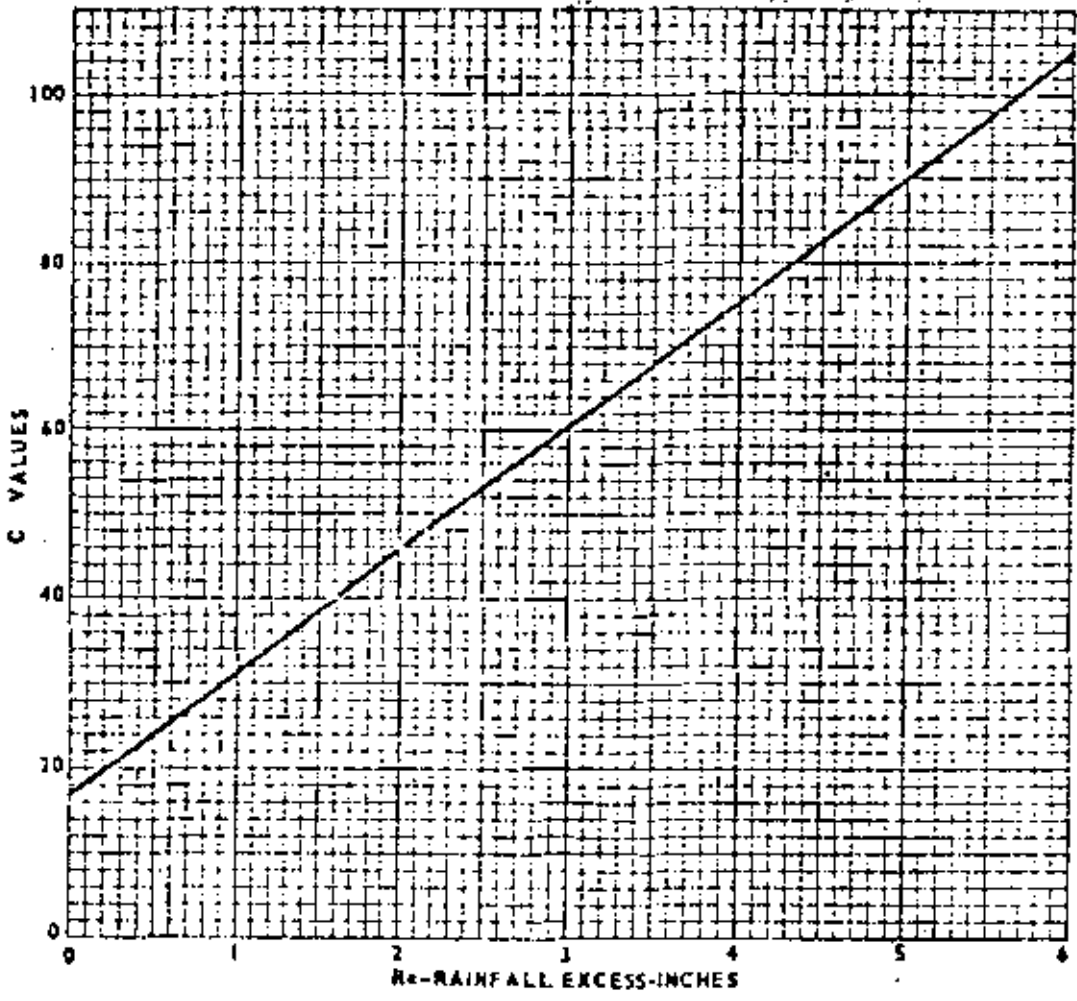
**REFERENCE**  
 Curves 10 and 13 - John G. Sellen, "Hydraulics of Open Ditches," Agr. Eng., Vol. 20, No. 5, May 1939  
 Curves 11 and 12 - Fort Worth, Texas Engineering and Watershed Planning Unit

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 ES-700  
 SHEET 3 OF 3  
 DATE 3-74

Figure 5-3, Drainage runoff curves

DETERMINATION OF THE COEFFICIENT C IN THE  
DRAINAGE FORMULA:  $Q = CM^{5/6}$



REFERENCE  
Stephens, J. C. and Mills, W.C.  
A.R.S. 41-95, USDA-ARS  
 $C = 16.39 + 14.75 R_e$

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD DWG. NO.  
ES-733  
SHEET 1 OF 1  
DATE 3-71

Figure 5-4, Determination of coefficient, C, in the drainage formula:  $Q = CM^{5/6}$



with coefficients in the range of 15 to 30 may provide adequate protection for the lower lying lands in a watershed and also provide a much higher degree of protection for lands which are a foot or two higher than the design hydraulic grade line. In many watersheds, flood routing may be needed to determine the required channel size.

A common understanding of "24-hour removal" is that the rainfall excess from a particular storm is removed from the watershed within 24 hours after the cessation of rain. Actually, removal begins as soon as an excess develops. And since the critical storm for flatland areas may occur over an extended period of time - often 2 or 3 days - the analysis for determining the rainfall excess should be made by taking the maximum 48-hour rainfall for the recurrence frequency against which protection is desired, divide the excess from such a rain by two, and use this value in equation 5-2 to determine the coefficient for the surface drainage formula Eq. 5-1.

For general farm crops the level of protection normally planned is from a storm of 48 hours duration and with a frequency of occurrence of from 2 to 5 years. For high value crops with low tolerance to excess water, protection from the 10-year frequency storm may be desirable, or a special analysis may be warranted to remove, for example, the excess from a 24-hour rainfall in a 24- or 36-hour period. This will result in higher "C" values.

Example for computing "C" values. - Use of the above-described procedure for computing a "C" value for the drainage formula first requires a decision on the level of protection to be provided the watershed. Then the characteristics of the specific watershed and the local climatic conditions must be considered. Assume that protection is to be provided against the maximum 48-hour storm of 5-year frequency. For example, U. S. Weather Bureau Technical Paper 49 shows that in southern Louisiana the 5-year, 2-day precipitation is about 8.0 inches. In this area the soil type places it in the D hydrologic soil group (see NEH 4, Chapter 7). Eighty percent of the area is in row crops having a runoff curve number 82 (contoured and terraced being used for flatland) and 20 percent is in permanent meadow having a runoff curve number of 78 (NEH 4, Chapter 9). This gives a weighted value of 81, which results in 5.74 inches of runoff for the 2-day storm (NEH 4, Figure 10.1). Use half of this or 2.87 inches in Equation 5-2 and obtain a value of 59 for "C" for use in the formula  $Q = Cn^{5/6}$ .

#### Computation of design flow

The computation of the total design flow at a particular point on a ditch may involve combining the flow from tributaries or combining the flow from areas in the watershed on which different coefficients were used to compute the drainage flow. Methods used to combine flows from the various parts of any watershed should be directed to the objective of providing the desired protection for each part and for the watershed as a whole.

#### Combining flows from areas on which different coefficients are used to compute design flow

Within a particular watershed there may be sloping upland, flat bottom land, forest land, highly developed general cropland, or even some urban land. The characteristics of each distinct type of land and land use within the watershed determines the coefficient to be used in design of improvements on that parcel of land and in computing the drainage flow from it. In order to comply with one of the principles of the surface drainage formula: that the rate

of removal per unit of area varies according to the size of the drainage area, it is necessary to maintain the same relation of total flow to total area as the formula specifies. This can be done within tolerable limits by the simple device of determining the acreage of one type of land which by use of its proper coefficient will produce the same flow as a different acreage of another type of land using its proper coefficient. Then as the addition of flow proceeds downstream in a watershed each subsequent determination is based on the addition of area as well as water.

#### Drainage coefficients for steep and other areas

Where established drainage coefficients do not directly apply to steep and other areas, the drainage coefficient should be estimated after studying the following:

1. Determine the water tolerance of the predominant crops in the area and arrive at a time factor within which drainage should be provided. Determine depth of flooding permissible during this time.
2. Determine volume of runoff for the time period, determined according to item one, for rainfall to be expected in accordance with the level of protection planned. This may be a 48-hour rain to be expected once in 5 years for the first trial for general crops. For procedures to be used in computations see section on total storm runoff and peak flow and NEH 4.
3. Estimate the drainage coefficient from data obtained under items 1 and 2 from comparison with established drainage curves which apply to conditions most nearly similar.
4. Determine the hydrograph of runoff for the selected storm. Use this hydrograph to determine if the limits of permissible depth and time of flooding are exceeded with the channel capacity as estimated under item 3.
5. Adjust the drainage coefficient if results appear out of line with drainage requirements.

Where flow from a stream or channel, which carries runoff from hill land, enters a ditch designed on a drainage curve, the equivalent watershed area is computed and used in design as described on page 5-24.

Where protection of urban or other valuable property is required, the design of channels and other facilities should be based on holding depths of flooding to the level which can be tolerated in accord with the level of protection selected.

Determination of drainage coefficients for subsurface drainage is described in Chapter 6 of this handbook.

#### Total storm runoff and peak flow

In computing flow from steep or other areas where drainage curves are not applicable, the total volume of runoff and the peak flow need to be determined.

Volume of runoff. - For approximate results, the volume of runoff may be computed by the following procedures. These procedures are based on the use of

(a) U. S. Weather Bureau Technical Papers 40, 42, 43, 47, and 49, and (b) United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.

The procedures described in NEH Section 4 should be used for computing volume of runoff based on soil-cover groups or complexes defined in the guide. Table 9.1 in the handbook prescribes curve numbers for various soil-cover groups and figure 10.1 (ES-1001) is a solution of the runoff equation for various curve numbers and amounts of rainfall. Hydrologic groups for various soils are given in table 7-1.

These procedures can be used to determine the volume of runoff from a storm of a specified duration and a given frequency.

The approximate total runoff may be computed as follows:

- Step 1. Determine watershed area and areas of parts of watershed in various soil-cover groups.
- Step 2. Select runoff removal time for drainage based on local crops and area to be protected. Normally the 24-hour duration storm is used.
- Step 3. Select rainfall intensity-frequency chart. Rainfall intensity-frequency charts in Weather Bureau Technical Bulletins, Paper 40, 42, 43, 47 or 49, whichever is applicable, should be used.
- Step 4. Determine rainfall to be used from the selected rainfall intensity frequency chart, according to the location of the job.
- Step 5. Select curve number to be used for each soil-cover group. Use Table 9.1, NEH 4, with antecedent moisture condition II for usual design.
- Step 6. Tabulate data in columns and compute total runoff.

List and description of columns needed:

- a. Area of each soil-cover group--  
square miles (table 9.1, NEH 4)
- b. Land use or cover--row crops,  
small grain, woods, etc. (table 9.1, NEH 4)
- c. Treatment of practice--straight  
row, contoured, etc. (table 9.1, NEH 4)
- d. Hydrologic conditions, good  
or poor (table 9.1, NEH 4)
- e. Hydrologic soil group, A,  
B, C, or D (table 7.1, NEH 4)

- f. Curve No. (table 9.1 and figure 10.1, ES-1001), NEM 4, Hydrology
- g. Storm runoff in inches (from selected runoff curve number and rainfall as determined in step 4).
- h. Storm runoff from each soil-cover group obtained by multiplying column above by area square miles (result in inch-miles).

Step 7. Add column obtained in item h above to obtain total storm runoff from watershed in inch-miles.

Step 8. Divide by watershed area (square miles) to obtain volume of runoff in inches for watershed for storm period.

Example using the above procedure to determine the volume of runoff. - -

Step 1. The area for which the volume is to be determined is 5 square miles of flatland located where Texas, Arkansas, and Louisiana join. The runoff curve numbers and the soil cover groups as classified in table 9.1 are:

Land Use	COVER			Hydrologic Soil Group			
	Area Sq.Mi.	Treatment or Practice	Hydrologic Condition	A	B	C	D
Row crops	2.0	Contoured	Good		75		
Row crops	1.0	Contoured	Good			82	
Pasture	1.0		Fair			79	
Woods	1.0		Poor		66		

Step 2. The time established to drain the composite area is 24 hours.

Step 3. A 24-hour, 5-year storm is selected.

Step 4. Using Weather Bureau Technical Paper 40, the rainfall from a 5-year, 24-hour storm in the area is 5.8 inches.

Step 5. The curve numbers to be used for each soil cover group using hydrologic condition II are selected from table 9.1 and are shown in step 1 under Hydrologic Soil Groups.

Step 6. Using rainfall determined in step 4 the total runoff is determined from ES-1001 as follows:

Curve No.	Runoff, inches	Area, sq.mi.	Inch Miles
75	3.11	2	6.22
82	3.80	1	3.80
79	3.50	1	3.50
66	2.29	1	2.29

Step 7. Total 5 15.81

Step 8. Inches per square mile  $\frac{15.81}{5} = 3.16$  inches.

Peak runoff and hydrographs. - The peak runoff may be estimated by one of the methods described in NEH 4. The method to be used depends upon the accuracy and expense justified in making the required determination. NEH 4 discusses both approximate and detailed methods of estimating peak runoff and construction of hydrographs.

#### Design Standards

Requirements for side slopes, berm widths and maximum velocities of drainage ditches are based primarily on water table elevations, soil conditions and maintenance requirements. These and other design standards are established in most State handbooks and local drainage guides.

#### Channel Design

Determination of required channel dimensions for a given rate of flow (Q), hydraulic gradient (s), and channel roughness (n) is usually made by a solution of the Manning equation to determine the mean velocity (v) and by use of the relation:  $Q = Av$  where Q = rate of flow in cubic feet per second, A = cross-sectional area of the channel in square feet. The Manning equation is usually written:

$$v = \frac{1.486}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad \text{Eq. 5-3 (2)}$$

- v = mean velocity of water in feet per second
- r = mean hydraulic radius in feet - cross-sectional area of the channel divided by its wetted perimeter
- s = the energy loss per foot of length and for open channels with very small slopes it may also be defined as the slope of the energy gradient. For uniform flow, s is also the drop in the channel per foot of length, and for very small slopes it becomes nearly equal to the slope of the channel.
- n = coefficient of roughness for use in the Manning equation.

#### Value of "n" for design

The proper design of a ditch requires the selection of the value of "n", the coefficient of roughness that will exist after it is in use and well maintained. A useful guide for the selection of "n" for the design of drainage ditches is given in table 5-2.

Table 5-2.--Value of "n" for drainage ditch design

Hydraulic radius	"n"
less than 2.5	0.040 - 0.045
2.5 to 4.0	.035 - .040
4.0 to 5.0	.030 - .035
more than 5.0	.025 - .030

These values are an interpretation of results reported in United States Department of Agriculture Technical Bulletin 129, Flow of Water in Drainage Channels, 1929. (Also refer to the U. S. Department of Agriculture, Soil

Conservation Service, Engineering Handbook, Section 5, Hydraulics, Supplement B.) Values here are based on the assumption that obstructing vegetation in channels will be kept down by maintenance. If vegetation is not kept down, the value of "n" may be 0.100 or higher.

In newly excavated channels the values of "n" are lower and velocities higher than design values. Where the design velocity is near an erosive value, this may need to be studied and corrective measures planned. The velocity may be lowered within narrow limits by making a ditch wider and shallower. Excavation may be planned during the growing season and banks may be seeded to avoid exposure of raw banks unnecessarily.

#### Channel section

The channel section selected should be (a) large enough to permit the required discharge, (b) as deep as required to provide a satisfactory outlet for both surface and subsurface drainage needs of the area served, and (c) of a width-depth ratio and side slopes which will result in a stable channel which can be maintained in a satisfactory condition at a reasonable cost.

Depth. - The minimum depth of ditches acting as disposal ditches for subsurface drains unless otherwise specified, should be about 5 feet in the humid area and 8 feet in western irrigated areas. Drainage guides should specify depth standards.

Bottom width. - Capacity required, soil materials, velocity and the type of construction equipment to be used are factors which affect the minimum bottom width which should be planned. Excessively wide and shallow ditches are not hydraulically efficient and are usually more difficult to maintain than are ditches with a more efficient hydraulic section.

Side slopes. - Side slopes to be recommended for local site conditions should be specified in drainage guides for the area. The side slope of old ditches should be examined to determine their stability in the usual soil types.

Maintenance requirements also should influence the selection of side slopes. Ditch side slopes which may be used with various maintenance methods are given in table 5-3.

Table 5-3.--Ditch side slopes for use with various maintenance methods

Type of Maintenance	Usual	Remarks
	Recommended Minimum Side Slopes	
Mowing	3:1	Flatter slopes desirable for ordinary farm wheeled tractors. Special equipment may be used on steeper slopes (see p. 5-50).
Grazing	2:1	For ditches greater than 4 feet deep, use ramps.
	or flatter 1/2:1 or flatter	For ditches less than 4 feet deep, use ramps.
Dragline	1:1	Suitable for use in stable soils on ditches greater than 4 feet deep.
Blade equipment	3:1	Flatter slopes desirable.

In locations, where field laterals are used for subsurface drainage, the deep ditches require so much right-of-way that ditchbanks need to be constructed with side slopes as steep as possible to conserve land. Such ditches may justify an on-site study to determine the natural angle of repose of the soil and to observe old ditches, so that stable side slopes can be determined. Water must not be allowed to run over the banks of the deep ditches.

Stability of bank slopes on noncohesive soils such as fine sands are usually not obtained immediately after initial excavation because of sloughing from seepage before the normal water table recedes to new levels. Construction procedure may require an early followup to reshape the banks. It may be desirable on some jobs to require initial excavation of a pilot channel of lesser width than the designed section and later completion of the excavation and the shaping of the banks. This will allow the water table to become adjusted to the deeper ditch before the final shaping.

Ditch stability. - The velocity selected for the ditch design may be acceptable for the depth of flow and the condition expected after the channel has aged but the velocity must be also satisfactory for bank-full flow and the conditions which will exist immediately after construction. Bank-full flow is the flow that will create a water surface at or near the normal ground elevation for a significant length of a reach of the ditch. Excess ditch depth resulting from a cut through high ground is not considered.

Recommended procedures for designing stable channels are given in SCS, Engineering Division, Technical Release No. 25, Planning and Design of Open Channels.

Berms and spoil banks. - Adequate berms are required to:

1. Prevent sloughing of ditchbanks caused by heavy soil loads too near the edge of the ditch.
2. Provide travelways for maintenance equipment.
3. Eliminate the need for moving spoil banks in future operations.
4. Provide for work areas to facilitate spoil bank spreading.
5. To prevent excavated material from washing or rolling back into ditches.

If the spoil banks are to be spread the berm required during construction and the method of spreading the spoil need to be specified in the construction contract. The best use of the spoil and how far it can be spread are determined by the type of excavated soil, the adjacent land use, the need for roads, and the method of maintenance to be employed. In some locations spoil can be shaped and used to good advantage for farm roads. In all cases a travelway should be established on the berm or on the spread spoil which is adequate for movement and operation of the type of equipment needed for maintenance of the ditch.

In humid areas, the spoil banks usually should be spread so they can be cultivated or kept in hay or pasture. The spoil should be spread to slope away from the ditch and left so ordinary farm equipment may operate over the spoil.

Spoil banks should not be spread where infertile soils, rock, gravel, or irrigation practices do not permit cultivation of spoil material, or where they will be covered with timber or brush. Where not spread, the spoil bank should be in as small a right-of-way as possible consistent with berm requirements, and side slopes should be as steep as the soil permits. Where unproductive soils occur at lower depths in large ditches, the good soil should be segregated during construction, and then spread to use it to better advantage. Fertile spoil may be used for land grading, smoothing, or land leveling in adjacent fields or as topsoil of the spoil banks.

Safe entry of surface water through the spoil into the ditch should be provided. In placing and spreading the spoil, points of entry and type of inlet structure to be used need to be determined.

Spoil material should be disposed of in a manner which will improve the esthetic appearance of the site to the extent feasible.

In areas where soils and climatic conditions are favorable, planting of hay or pasture crops on berms, travelways and spoil disposal areas is good practice. On suitable sites, plantings should be made for shelter and food for wildlife. When the plan provides for planting trees or shrubs along a ditch the plantings should be placed so that they will not interfere with channel flow, maintenance operations, or the maintenance travelway.

Local technical guides should recommend desirable types of vegetation and methods of establishment since vegetation is of primary importance in reducing maintenance and preservation of wildlife.

### Design Procedure

#### General

The basic procedure for drainage ditch design includes the following:

1. Check all basic field information such as field elevations, control points, soil borings, bridge footing, etc. for completeness. Also check the elevation of the water in the outlet. A stage-frequency curve should be obtained wherever possible.
2. Establish control points and set hydraulic gradeline for design.
3. Determine watershed areas and equivalent watershed areas if required at the lower ends of selected design reaches.
4. Compute design discharge in c.f.s. for the lower end of each reach.
5. Select and record appropriate design criteria including values of "n", side slopes, minimum bottom width, and minimum depth below hydraulic gradeline.
6. Design ditch section below the established hydraulic gradeline.

In applying this procedure several problems arise such as combining flow from different types of watershed areas and at junctions of ditches, at culverts and bridges. This chapter discusses methods of handling these situations.



Drainage ditches should be designed to pass the design drainage flow throughout the length of the ditch with the hydraulic gradeline sufficiently below the elevations of land to provide good drainage. The hydraulic gradeline represents the surface of the water when the ditch is operating at design flow. Its slope "s" is used in the Manning formula to determine velocity. The grade of the ditch bottom may have a different value because the ditch bottom is not always parallel to the hydraulic gradeline.

Uniform flow is ordinarily assumed in the design of drainage channels except above culverts and at locations where the design requires backwater computations. With these exceptions the ditch bottom may be established parallel to the hydraulic gradeline and a uniform channel section used. Even though non-uniform flow results where minor obstructions occur or where minor local drainage enters it is of little practical significance and the general efficiency of the system is not impaired.

The Manning formula is recommended for open-ditch design because of its simplicity and range of tables available. The Corps of Engineers publication, Hydraulic Tables, permits an easy and rapid solution of the Manning formula for values of "n" from 0.010 to 0.175. These tables may be bought from the United States Government Printing Office, Washington, D. C. 20401.

#### Establishing the hydraulic gradeline

The hydraulic gradeline is established after determining land use, the elevation of control points along the ditch, and plotting the control points on the ditch profile. Usually control points are established below the elevation of principal fields so they can be adequately drained and at hydraulic gradelines of lateral ditches or streams entering the ditch. Where it is impractical to establish control points low enough to drain the land, the land use may need to be adjusted to more water-tolerant crops, such as pasture or trees. The control points are established low enough to allow for headloss by surface flows from the field through the bottom of the row furrows and surface drains to the outlet.

Additional control points are determined from culverts, bridges, buildings, roads, and other property within the area to be drained. The hydraulic gradeline is drawn through or below as many control points as possible based on their importance and after studying (a) the profile of the natural ground surface, (b) critical elevations established by surveys, and (c) channel obstructions such as culverts and bridges.

The hydraulic gradeline often is drawn above some control points to save excavation. The importance of control points depends on the agricultural area or property values they represent and on the extent and results of poor drainage if the hydraulic gradeline is above the control point. All control points representing the elevations of the hydraulic gradeline of lateral ditches must be established and used in drawing in the hydraulic gradeline of the main ditch. The hydraulic gradeline of the main and all laterals should coincide at points of intersection before the ditch sections are designed.

Where the hydraulic gradeline needs to be established above the levels of low-lying land, such land will not receive the same degree of drainage benefit as fields lying above the hydraulic gradeline. This may limit the land use of lowland to crops such as hay, pasture, or woodland. Lower drainage assessments may need to be placed because of the limitations in land use. Establishing the

best hydraulic gradeline for good economical drainage requires practical experience. Perfection in this should be a major goal of a drainage engineer. Drawing a line through the control points on the profile fixes the hydraulic gradeline. It will often need to be drawn more than once to obtain the best balanced results.

The design of a drainage system may begin at either the upstream or downstream end. The elevation of the hydraulic gradeline for the lowest design reach needs to be at the controlling elevation of the outlet. For many ditches, it makes little difference where the design commences. Where there is limited grade it may be necessary to use bridges in lieu of culverts to minimize head loss at structures.

#### Computing ditch sizes at junctions - 20-40 rule

One method of computing the required capacity of a ditch below a junction is to add the design flows (c.f.s.) of the two ditches above the junction. A second method is to add the tributary areas of the two ditches and compute the size based on the drainage coefficient for the total watershed area. The first method gives a higher discharge than the second method. Method 1 should be used where ditches draining almost equal areas join. Here the time of concentration is likely to be about the same if topography is the same and peak flows ordinarily will reach the junction at about the same time. Method 2 is used where the ditch draining a small area joins a ditch that is much larger. This is because the peak discharge from the small ditch passes before the peak flow of the larger ditch reaches the junction. For intermediate conditions a transition from one method to the other should be applied.

A recommended method for determining the design discharge below a junction is by use of the following empirical procedure, termed the 20-40 rule:

1. Where the tributary area of one of the ditches is from 40 to 50 percent of the total tributary area, determine the required capacity of the channel below the junction by adding the required design capacities of the ditches above the junction.
2. Where the watershed area of a lateral is less than 20 percent of the total watershed area, determine the design capacity of the ditch below the junction from the drainage curve and for the total watershed area below the junction at the end of the design reach.
3. Where the watershed area of a lateral is in the range of 20 to 40 percent of the total watershed area, the discharge shall be proportioned from the smaller discharge obtained by use of method 2 at 20 percent to the larger discharge obtained by use of method 1 at 40 percent. In this range compute the discharges by both methods 1 and 2 above and obtain the difference in cfs by the two methods. Then interpolate to obtain the design discharge for the channel below the junction.

Illustrating this, assume that a lateral draining 3,200 acres joins an outlet draining 10,200 acres above the junction with 13,400 acres watershed area below the junction. A curve developed from the formula  $Q = 45 M^{5/6}$  is to be used to calculate runoff. Since the watershed area of the lateral is between 20 and 40 percent of the total watershed, the flow will be computed as follows:

- 28
- Step 1. Runoff from 3,200 acres . . . . . 170 c.f.s.  
 Runoff from 10,200 acres . . . . . 460 c.f.s.  
 Total discharge from the two watersheds . . . . . 630 c.f.s.
- Step 2. Runoff from total watershed 13,400 acres . . . . . 580 c.f.s.
- Step 3. Subtract step 2 from step 1 . . . . . 50 c.f.s.
- Step 4. Percent of small watershed (3,200 acres) of total watershed  
 (13,400 acres) is  $\frac{3200}{13400} \times 100 = 23.8$  percent.
- Step 5. Difference between 23.8 and 20 = 3.8.
- Step 6.  $\frac{3.8}{20} \times 100 = 19$  percent.
- Step 7. From step 3,  $50 \times 19$  percent = 9.5.
- Step 8. Add 580, from step 2, and 9.5, from step 7 . . . . . 589

This is the final interpolated discharge from this watershed below the junction.

NOTE: Computations in method 2 assume a short design reach below the junctions with no increase in watershed area below the junction. Often the design reach may be long enough to require an added discharge from the area below the junction.

If the 20-40 rule increases the ditch section above normal for the watershed, the enlarged section is carried downstream without changing size until additional watershed requires a larger ditch section based on total watershed area.

In the example of design, figure 5-9 and table 5-4, method 3 is illustrated at station 360+00 where lateral A has a watershed of 37.5 percent of the total and the design discharge is obtained by interpolation. Laterals B, C, D and E have watershed areas less than 20 percent of the total watershed area below the respective junctions. Here, method 2 with design Q based on watershed areas below the junction applies.

#### Computing equivalent drainage area

When runoff is removed at different rates on various parts of the watershed it will be necessary to find either equivalent areas or equivalent discharge so the correct design capacity can be carried downstream without confusion. This can best be done by compiling drainage coefficient curves based on total discharge for the area rather than by discharge per square mile. Such curves are shown in figure 5-5. Equivalents can be read directly from these curves.

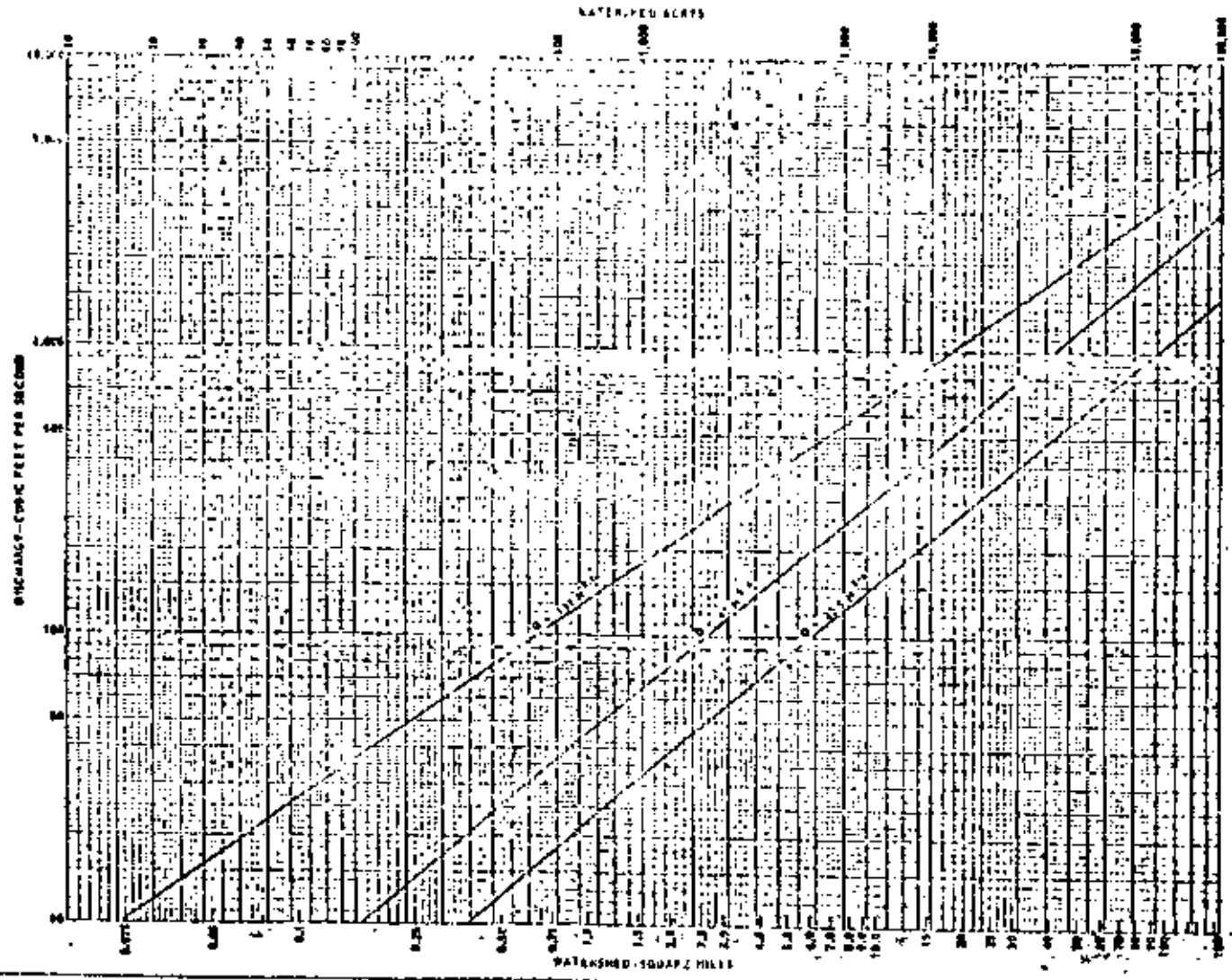
Example of use: (based on figure 5-5)

2,000 acres of land requiring the curve developed from  $Q = 45 M^{5/6}$  joins  
 1,000 acres of land requiring the curve developed from  $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$

It will be necessary to convert to either  $Q = 45 M^{5/6}$  or  $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$

Figure 5-5, Drainage runoff curves  
for sample drainage ditch design

### DRAINAGE RUNOFF CURVES FOR SAMPLE DRAINAGE DITCH DESIGN



30

REFERENCE

DRAINAGE DESIGN PROBLEM CHAP. 1, SEC. 18

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

SHEET 1 OF 1  
 DATE 8-51

Figure 5-5, Drainage runoff curves for sample drainage ditch design

Q9

depending on the use below the junction. This is found to be predominantly land use requiring runoff removal rate of  $Q = 45 M^{5/6}$ . The discharge from 1,000 acres on  $Q = 22\frac{1}{2} M^{5/6}$  is 32.5 c.f.s. This is equivalent to 425 acres on the  $Q = 45 M^{5/6}$  curve. Hence, we would assume a total watershed below the junction of 2,000 acres plus 425 acres which equals 2,425 acres. The total discharge from 2,425 acres on the  $Q = 45 M^{5/6}$  curve (considering the 20-40 rule given on page 5-23) is found to be 140 c.f.s. Therefore, 140 c.f.s. is the design flow below the junction.

Flow from reservoirs into drainage systems.

In most situations the flow from flood-prevention reservoirs may be handled in drainage design by subtracting the watershed area upstream from the dam from the total watershed area and adding the outflow through the principal spillway. The outflow should be added as a constant flow to the drainage flow computed from the watershed below the dam. The effect of weir-type dams may be disregarded under most conditions and the drainage design based on the entire watershed area contributing to the channel.

The effect of flood-prevention reservoirs may be disregarded, for drainage-design purposes, at some point downstream. This point may be determined by figuring the average outflow of the reservoir in c.f.s. per square mile of watershed area above the dam. If this rate of flow is below the minimum rate in the drainage curve applicable at the outlet and based on the entire watershed area, the reservoir affects the entire drainage system. If the rate of outflow from the reservoir intersects the drainage curve, the effect may be disregarded for drainage-design purposes below the point and watershed acreages considered as if no dam existed.

For example, the principle is illustrated by the following problem: Assume a reservoir with a single stage principal spillway has a drainage area of three square miles. The channel below the structure will be designed using drainage curve No. 5, figure 5-2. The average outflow from the reservoir during 24 hours is computed at 14 c.f.s. per square mile or 42 c.f.s. The average outflow is approximately 50 percent of the maximum principal spillway outflow. Drainage curve No. 5 at a watershed area of 30 square miles gives a flow of 14 c.f.s. per square mile.

Therefore, economy in drainage design is obtained by considering the reservoir effect in designing the drainage channel between the reservoir and the point where the total watershed area equals 30 square miles. In this stretch the watershed area above the reservoir equaling 3 square miles should be deducted and the flow of 42 c.f.s. should be added for the drainage channel design. Below this point where the total watershed reaches 30 square miles it would be economical here to disregard the reservoir effect and design the channel based on the total watershed area.

Hydraulic design at culverts

Culverts usually obstruct the flow of water in ditches and cause a loss in head. This must be accounted for in designing drainage ditches. Figure 5-6 gives the steps applicable for designing most drainage ditches at culverts. With this, the hydraulic gradeline is set low enough at the culvert to compensate for loss in head through the culvert unless local land use will permit flooding. If the permissible culvert loss (2-3) is computed correctly (NEH, Section 5, Hydraulics) and other steps are followed, the profile of the water

surface will be about the backwater curve (2-6) and well within bank capacity during the design-drainage flow.

Ordinarily precise computations of backwater curves at bridges and culverts need not be made where only agricultural drainage is considered.

In applying the method in figure 5-6, control point 1 should be established. This point should be far enough upstream from the culvert to make the difference in elevation between 1 and 8 at least twice the loss of head at the culvert (2-3).

For low gradient channels, less than 5 feet per mile, computations indicate the backwater curve may be as much as 0.2 or 0.3 foot above point 1 if distance 1-8 is twice the culvert loss 2-3 for typical drainage ditches. If there are bridges, culverts, or obstructions in the stretch 1-2 or if a hydraulic gradeline a few tenths above point 1 for design flows would be serious, then a backwater curve should be computed by the simplified method given in NEH, Section 5, Hydraulics, Supplement A.

Many highway departments have specified methods of computing their culvert capacities. Culvert capacities may be based on peak-flood flows determined for specific frequencies or by a designated method of estimating runoff. Where a peak flood for a 5- to 10-year, or longer, frequency is used as a basis for design of channel capacity without flooding and where the depth is adequate, the culvert will ordinarily be ample for agricultural drainage.

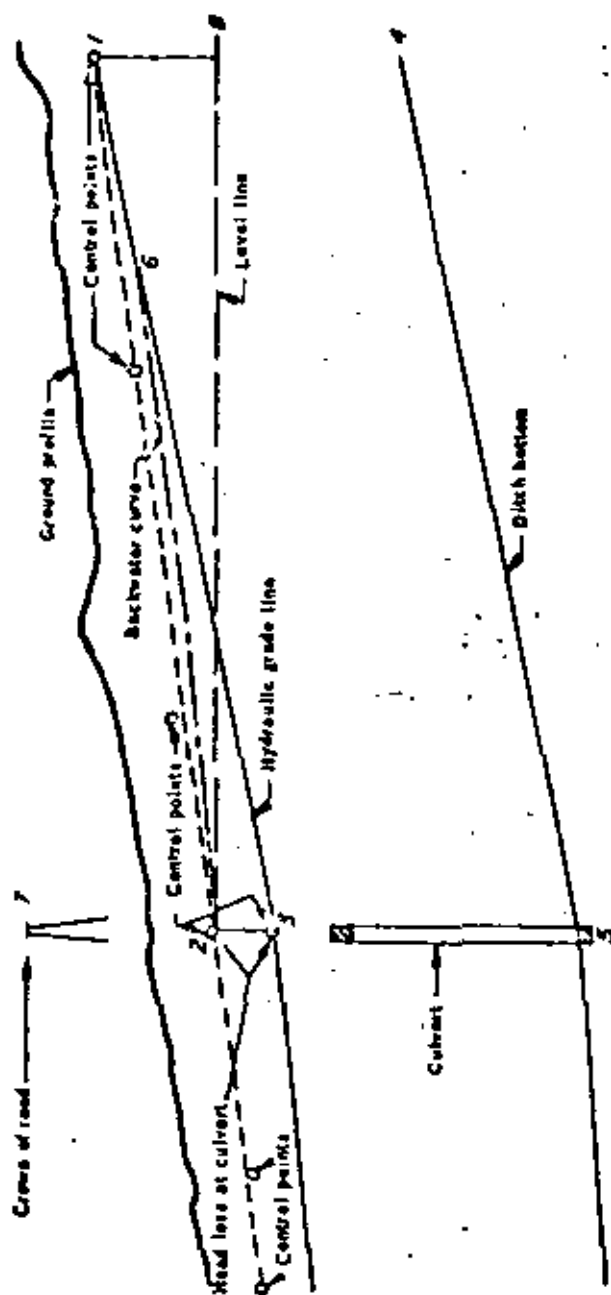
The permissible culvert head loss depends on grade of ditch, erosion, land use, and other local conditions. Culverts not governed by more exacting highway requirements should meet one of the following conditions:

1. In large outlet ditches on flat slopes, a culvert may obstruct flow seriously if not properly designed. Keep the hydraulic losses as low as possible. Generally such losses should not exceed 0.5 to 1.0 foot. Check for excessive velocities through the culvert. Excess velocity on the outlet end will cause serious erosion problems.
2. Where the ditch has excess grade, grade control may be incorporated in a culvert.

Allowable culvert losses may be increased depending on drainage requirements. However, avoid excessive velocities. Often culvert losses of as much as 2 feet are permissible but higher losses need to be studied with care. Where needed, provide downstream protection against erosion due to high velocities. A self-cleaning velocity also may be an advantage for culvert maintenance if protection is provided against erosion.

3. In important installations, make channel routing and determine hydrographs, amounts of storage, and estimates of height and duration of flooding caused by floodflows in excess of drainage flow. The importance of the highway, size and value of culvert, value of land, crops to be grown, flood damages incurred, and drainage-design factors all need to be accurately determined for design of important structures obstructing flow.

PROCEDURE FOR DESIGN OF DRAINAGE DITCHES.  
AT CULVERTS



- a - Set "control points" 1, 2, etc. as though no culvert is to be installed. Compute head loss at culvert 2 to 3; measure down from upper "control point" 2 at culvert and set lower "control point" 3. Make distance 2 to 3 large enough so that 1 to 3 is two or more times greater than 2 to 3. Point 1 is approximately at limit of backwater curve which may be established by standard methods of computing backwater curves.
- b - Normal hydraulic gradient would be line 1 to 2.
- c - Draw hydraulic gradient for ditch section above culvert from "control point" at 1, to lower "control point" at 3.
- d - Compute ditch section required based on drainage flow and hydraulic gradeline 1 to 3 and set ditch bottom 4 to 5.
- e - Culvert will cause heading-up along typical backwater curve 2 to 6; generally close to line 1 to 2, provided 1 is far enough upstream.
- f - Check floodflows over crown of road depending on elevation at point 7.

REFERENCE

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DESIGN SECTION

STANDARD Dwg. NO.

ES-709

SHEET 1 OF 1

DATE 2-71

Figure 5-6, Procedure for design of drainage ditches at culverts



In installing culverts, carefully check the elevation of the crown of the road to be sure the road is well protected against overtopping. Bypassing flood-flows over low stretches of roadways serving as spillways may need to be provided for farm roads.

Flooding, caused by water impounding back of a culvert during excessive flows, frequently influences land use. Land use above a culvert may have to be restricted to water-tolerant crops or pasture. Cultivation of truck and other crops susceptible to large damage by flooding may need to be avoided. Here, installing a bridge instead of a culvert or enlarging a culvert to reduce flooding may be required.

The upstream end of the culvert should have a rounded entrance. This type of entrance greatly reduces the entrance losses and results in a much more efficient structure.

Principles of computing culvert losses are discussed in NEH, Section 5, Hydraulics, King and Brater's Handbook of Hydraulics (2), and the Bureau of Public Roads Hydraulic Engineering Circular No. 5 (3).

#### Hydraulic design at bridges

Bridge openings should have as near the required cross-sectional area of the ditch as possible. Center piers should be avoided if possible in preference to side abutments. Upstream faces of piers and foundation walls need to be rounded to reduce friction loss and obtain streamline flow. The stringers of the bridge should be set above the probable flood height to avoid collecting debris as well as for the safety of the bridge. (Photographs page 5-31.)

Significant losses in head at bridges are estimated and taken into account in design. Serious losses may occur if bridges are close together and restrict the flow. A ditch design that fails to take care of such losses may be inadequate.

The following references should be consulted in determining losses in head due to bridges and trestles in drainage channels and floodways:

- Pile Trestles as Channel Obstructions, D. L. Yarnell (4)
- Bridge Piers as Channel Obstructions, D. L. Yarnell (5).

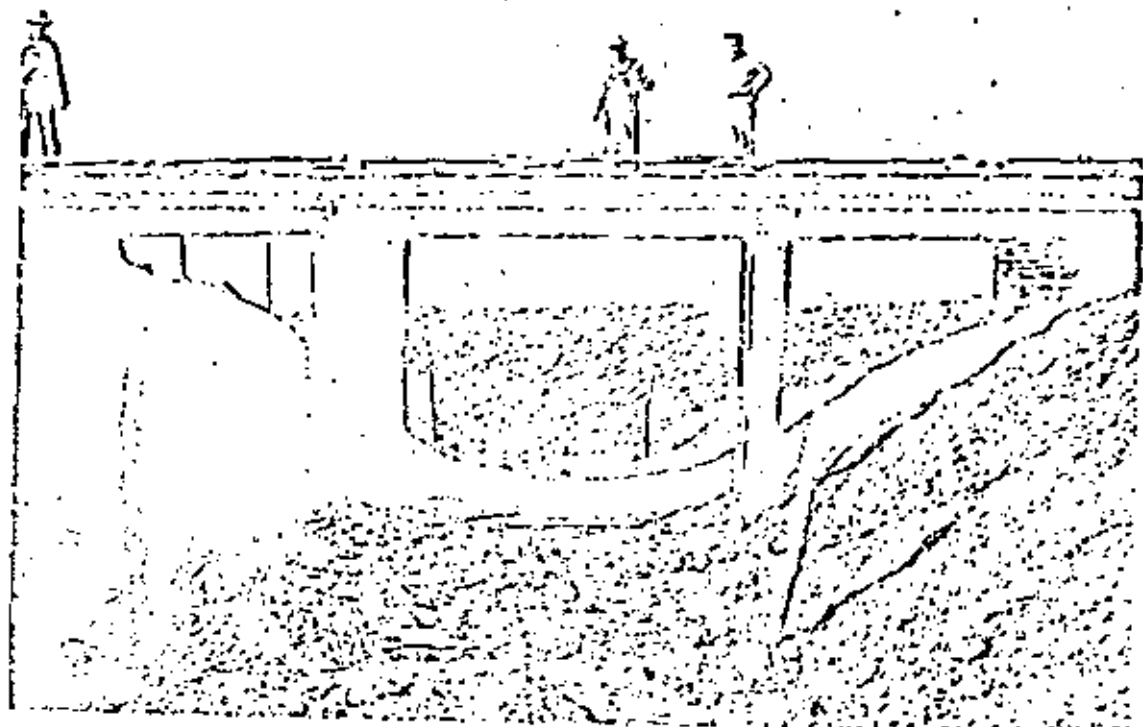
#### Computing cross section of ditch

Where the cross section of the ditch is based on the required quantity of flow the cross-sectional area is determined from the formula:

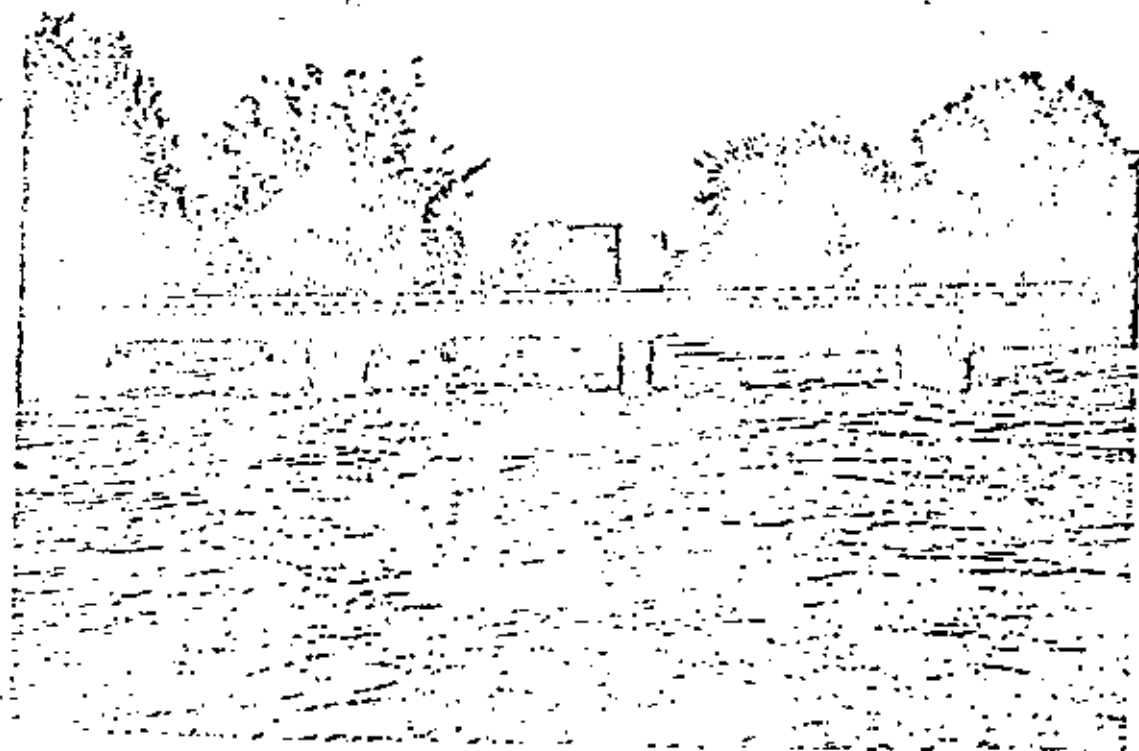
$$Q = av$$

- where:
- Q = design capacity in c.f.s.
  - a = cross-sectional area of ditch below the established hydraulic grade line in square feet.
  - v = mean velocity of flow, feet per second, usually computed by use of the Manning formula and the Corps of Engineers' Hydraulic Tables or King and Brater's Handbook of Hydraulics.

In addition to the factors discussed under channel section, page 5-19, the following factors should be considered by the designer in adjusting depth,



*Piers are placed on each side of ditch bottom*



*Stringers are set above the probable flood height*

bottom width, and side slopes to obtain the required cross-sectional area:

1. A deeper ditch gives a higher velocity than a shallow one.
2. A deeper ditch may provide a better opportunity for future subsurface drainage in the drainage area.
3. A deeper ditch requires less right-of-way than a shallow ditch.
4. A deeper ditch may uncover unstable layers of soil which a shallow one would not.
5. A shallow ditch may be more practical to maintain by pasturing or by mowing flat side slopes.

#### Allowance for initial sedimentation

It is good practice to allow for initial sedimentation in a ditch during the first 2 or 3 years after construction. This allowance is to obtain the designed capacity after the ditch stabilizes and is provided by increasing the design size. The amount of this allowance depends on the erosion from adjoining lands, the erosiveness of soils exposed in the ditch, and the sediment from laterals and tributaries. The principal sources of sediment usually are the raw ditchbanks containing sand and silt, cultivated fields, and silt-carrying tributaries. After ditchbanks are stabilized by vegetation, sedimentation decreases.

Various practices in use to take care of initial sediment include the following:

1. Provide increase in depth or bottom width but no increase in top width.
2. Overexcavate the ditch (in depth only) as a construction practice. In some locations this may average 6 to 12 inches and is included in the quantities paid for.

#### Establishing bottom grade of ditch

The following should be determined in establishing the bottom grade of the ditch:

1. Locate the ditch bottom deep enough so that buried drains can outlet above the expected low flow. The invert elevation of the drains should be at least 1 but preferable  $1\frac{1}{2}$  feet above the ditch bottom. Where the bottom grade of the ditch will remain stable the local drainage guide may specify a clearance of less than 1 foot below the invert of the drain. Allow sufficient depth for sediment to accumulate so that a free outlet is possible for at least 10 to 15 years before reconstruction. Too often ditches are designed with little or no thought given to this. Frequently, during the first two years, the bottom grade is raised so much through accumulation of sediment that drains are adversely affected.
2. In arriving at the required depth to provide good drainage, determine the elevation of the distant low areas. Compare this with the

37

elevation of the hydraulic gradeline at the point where the low area will drain into the outlet. Then starting at the low area with sufficient depth below the hydraulic gradeline for drainage of that area, project a reasonable grade for an open ditch or drain to the outlet ditch. The required elevation of the bottom of a lateral needed to provide drainage for the distant low area can then be determined.

3. To obtain greater capacity at critical points, such as junctions, increase the depth and/or width of the ditch for design purposes. Avoid actual abrupt change in grade by constructing the ditch bottom upstream at a grade which will not result in erosion. A grade-control structure may be required to stabilize the grade if erosive soil, such as loess, is involved.
4. Show the bottom grade on the profile in percent and show the slope of the hydraulic gradeline on the profile as the tangent of the slope.

#### Design of large open-ditch system

An example of procedures used in the design of a large open ditch is shown in figure 5-7 and in table 5-4.

Figure 5-7 shows the schematic layout of the ditch system. The watershed areas at the upper and lower end of each section and at intermediate points as required are noted. These areas should be determined from maps or surveys.

On large drainage jobs of this kind it is desirable to plot a condensed profile (figure 5-7). For preliminary surveys, elevations of the ground level at 500 feet to half-mile intervals may be used. The low elevations of the fields to be drained and other points should be shown on the profile.

The design and numbering of the ditch may begin at either the upstream or downstream end. The practice used locally by private engineers or drainage districts for numbering sections should be followed since such plans may be used in legal proceedings. In the example (figure 5-7) the station numbering starts at the lower end. The computation of watershed areas and equivalent areas should proceed from the upper end toward the outlet. The elevation of the water in the outlet controls the elevation of the hydraulic gradeline of the ditch at its outlet. In the example, the average elevation for a 24-hour period for a flood of 2-year frequency is 23.7.

In the example, it is assumed the drainage engineer has examined the watershed area and determined the drainage coefficients as outlined previously.  $Q = 131 M \cdot 7$  is used to calculate runoff from the hill land and  $Q = 45 M \cdot 5/6$  is used to calculate runoff from flatland.

The required depth of the ditch is determined at control points for the discharges at these points. This assumes that the runoff throughout the reach enters uniformly. The depth at the beginning and end of the reach will differ. The depths are established below the hydraulic gradeline and the bottom normally will not be parallel to the hydraulic gradeline. At points where concentrated flows enter a change in either depth, width or both may be required.

Figure 5-7, Sample--Condensed plan profile

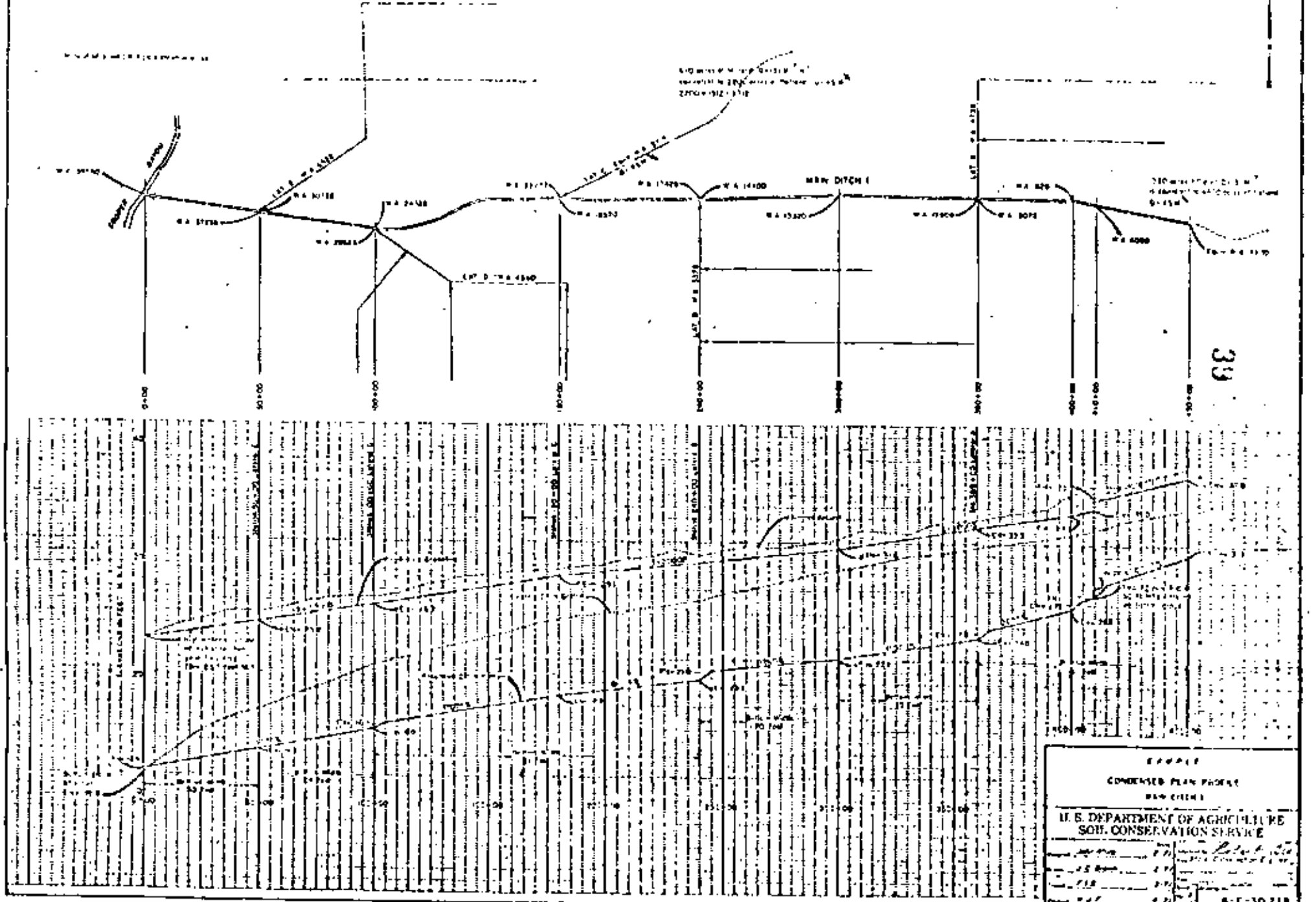


Figure 5-7, Sample--Condensed plan profile

39

SAMPLE  
 CONDENSED PLAN PROFILE  
 SAN DIEGO  
 U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 DRAWING NO. 6-C-30,218



SOIL CONSERVATION DISTRICT Middle Delta TOWN UNIT Magnolia, La.

COOPERATIVE Canece Drainage District LOCATION Blue Lake, La. PAGE 2 OF 2

WATER PROJECT NO. \_\_\_\_\_ ACP NO. \_\_\_\_\_ FIELD NO. \_\_\_\_\_

DESIGNED BY John White DATE 2/10/71 CHECKED BY \_\_\_\_\_ DATE \_\_\_\_\_ APPROVED BY \_\_\_\_\_ DATE \_\_\_\_\_

DITCH NO.	Sta.	Location	Area Acres	Dist. Curve	Elev. A. 45' Curve	Runoff Area	Runoff H'ing	Runoff Q	1				2				Dist. D	H.C. Elev.	Notes			
									1	2	3	4	1	2	3	4			Depth	Bottom Elev.	Width	
242+00		Below Lat. B			17225			700	0.0002	0.030	11:1	26	8.3	319.13		5.71	2.23	711.6	30.3	10.0	22.3	21
									0.025	11:1	21	10.8	401.76		6.59	2.95						
180+00		Above Lat. C	1142	45	18570			740	0.0002	0.030	11:1	26	8.5	328.37		5.81	2.26	744.5	29.1	10.2	13.9	21
									0.025	11:1	21	10.8	401.76		6.59	2.95						
		Lat. C	3712	45	3712	(16A)	2															
		Below Lat. C	22082					850	0.0003	0.030	11:1	26	8.5	328.37		5.81	2.27	912.3	29.1	10.2	18.9	21
									0.025	11:1	21	10.8	401.76		6.59	2.35						
100+00		Above Lat. D	2046	45	24128			940	0.0003	0.030	11:1	26	8.7	339.73		5.92	2.89	951.2	28.7	10.4	16.3	21
									0.025	11:1	21	11.0	412.50		6.80	3.70						
		Lat. D	4360	45	4350	(15.3)	2															
		Below Lat. D			26485			1070	0.0003	0.030	11:1	29	8.9	374.91		6.13	2.87	1075	26.7	10.7	16.0	24
									0.025	11:1	24	11.3	426.73		7.14	3.81						
50+00		Above Lat. E	2040	45	30528			1150	0.0003	0.030	11:1	29	9.1	388.11		6.28	2.92	1133	25.2	10.9	14.3	24
									0.025	11:1	24	11.7	486.13		7.34	3.88						
		Lat. E	6528	45	5528	(17.6)	2															
		Below Lat. E			57056			1330	0.0005	0.030	11:1	35	9.2	448.90		6.50	3.01	1351	25.2	11.0	14.2	30
									0.025	11:1	30	11.8	562.97		7.75	4.03						
0+00		Outlet	2304	45	39360			1400	0.0003	0.030	11:1	35	9.4	461.54		6.69	3.04	1405	23.7	11.3	12.4	30
									0.025	11:1	30	11.3	530.53		7.49	3.93						

Field examination indicates that ditch excavation will be in CL to CH material, with plasticity indexes over 20.

Table S-4, sheet 2 of 2, Sample--Drainage ditch design



Design sheet table 5-4 illustrates several points. At station 450+00 there is a contributing watershed area of 1,530 acres of hill land to which the curve developed from  $Q = 131 M^{.7}$  applies. Since the majority of the watershed is flatland the ditch will be designed on the curve developed from  $Q = 45 M^{5/6}$ . This calls for an initial conversion to an equivalent area as follows: Enter figure 5-5 with 1,530 acres, intersect the runoff curve developed from  $Q = 131 M^{.7}$  and read a discharge of 240 c.f.s. Using this discharge draw a horizontal line and intersect the curve developed from  $Q = 45 M^{5/6}$ ; from this point draw a vertical line to the watershed in acres and read the equivalent area of 4,800 acres.

Above the culvert at station 410+00 we have 5,888 acres drainage area. This gives 285 cubic feet per second runoff on the curve developed from  $Q = 45 M^{5/6}$ . This is a farm road crossing and some flooding at the culvert can be tolerated. The culvert is given a safety factor of 25 percent and this applied to the runoff at the culvert gives a  $Q$  of 354 c.f.s. To pass this amount of runoff through two 72-inch reinforced concrete culverts 50 feet long will require a head loss of 0.8 foot. In the example figure 5-7, this head loss is shown by dropping the hydraulic gradient 0.8 foot on the lower side of the culvert. The culvert is planned to be installed on this bottom grade.

In combining the flow of laterals the 20-40 rule should be used. One example is station 360+00 where the watershed of the main ditch above the station is 7,872 acres and the watershed lateral is 4,736 acres. The watershed area of lateral A is 37.5 percent of the total watershed area. The application of the 20-40 rule gives 596 c.f.s. for design flow below station 360+00.

The drainage area above lateral B at station 240+00 is 13,900 acres and the watershed of lateral B is 3,223 acres. The watershed of lateral B is 19.3 percent of the total watershed. Since the watershed of lateral B is less than 20 percent of the total watershed, the design flow below station 240+00 is based on the total watershed area of 17,228 acres. Laterals C, D, and E all have watersheds less than 20 percent of the total area and are all handled similar to lateral A.

#### Auxiliary Structures and Practices

The hydraulics and design of structures are discussed in NEH, Sections 5, Hydraulics, and 6, Structural Design. The following covers application and use of structures for open-drainage ditches. State handbooks should include typical plans and standards for design and installation of auxiliary structures and practices.

Pipe drops, chutes, drop spillways, and other suitable structures need to be installed where necessary to prevent serious erosion where surface water enters a ditch or where a shallow lateral joins a deep main. Grade control structures sometimes are required to stabilize the bottom grade of drainage ditches.

On drainage ditches in cultivated or pasture land the spoil usually should be spread and suitable vegetation established on the banks, berm and spread spoil. Where the ditch is in or adjacent to land which has been graded or leveled, or is surface irrigated, the spoil should be used for roads or worked into the grading plan for the field. Local technical guides should cover the best ways to establish suitable vegetation in drainage ditches, and on berms and spoil area.

Riprap, revetment, and other measures for controlling ditchbank erosion are frequently required. Ramps are used to protect the ditchbanks where ditches are open to pastures and livestock. Watergates are needed where fences cross ditches.

#### Junctions of lateral ditches

Where there is a significant drop from a lateral to a main ditch or other outlet, the lateral should be cut back on a level grade as specified and then graded back on a slope. This recessed area is to store sediment and protect the outlet ditch until the lateral stabilizes. Satisfactory results may usually be obtained by excavating the lateral on a grade level with the bottom grade of the outlet for a distance of 50 to 300 feet; then use a bottom grade out of the recessed area of from 0.5 to 1.0 percent until it intersects the normal bottom grade of the lateral. Where the drop from the lateral to the main is too great to control by the above method, structural protection must be provided.

In many areas, where irrigation waste water flows into open ditches, the accumulation of waste water from several fields may constitute a small but steady flow for as much as 90 days or more. This flow is comparable to perennial flow. Where soils are erodible it is essential to provide proper surface water inlets at points where waste water flows into deep drains.

State drainage guides should cover dimensions of level grades, maximum grade, and vegetative or structural protection necessary for various ditches, drainage areas, and soils.

#### Overfall pipes and structures

Pipe drops, drop spillways, chutes, and sod flumes are the usual measures used to drop surface water and flow from shallow field ditches into deeper open ditches. Unless effective measures are installed, rapid erosion of ditchbanks and rapid sedimentation of the ditch are likely to occur. In installing any overfall structure a minimum amount of excavation should be done at the structure. This reduces the backfill. There must be no seepage along or under a pipe or other overfall structure.

Sometimes it is more economical to construct a lateral ditch to collect surface runoff from several fields or lateral ditches and to drop the water into an open ditch at one point instead of installing several overfall pipes or structures at each of the field or lateral ditches. Such collecting ditches may parallel the spoil bank and should not interfere with cultivation.

To drop surface water from the land side of spoil banks into drainage ditches or from small laterals into deeper ditches, pipe drops may be used advantageously. Where an open ditch passes through an area of flatland having poorly defined drainage, surface water from the adjacent land may usually be handled by standard pipe-drop inlets. These inlets should be placed at the low points along the ditch. This may require a half-dozen or more structures per mile of ditch.

Pipe-overfall structures need to empty into areas recessed in the banks of the open ditch. This is particularly important if the ditch periodically carries heavy debris or ice. When installed in this manner, the pipes will not likely

be damaged by the movement of floodwater, debris, or ice in the outlet ditch and will not retard the flow in the ditch. (Photographs page 5-42.)

The outlet end of a pipe-overfall structure may extend a short distance over the embankment without support (cantilever installation). The cantilever section should be a minimum where subject to the flow of ice or debris in the ditch. Where debris and ice are not likely to damage corrugated metal, this type of pipe may be cantilevered without support as much as 10 feet. Where the cantilever length is greater than the allowable span for the ultimate load at the end of the pipe, the pipe should be supported. This may be done with two posts and a cross member or on a post and cradle set beneath the pipe. When not supported, it is well to extend the pipe into the bank a minimum distance of twice the overhang. To prevent excessive undercutting, the cantilever section generally should be not less than 4 feet.

Pipe-overfall structures may be installed with standard inlet sections or with reinforced concrete headwalls and wingwalls to give more stability. Antiseep collars along the pipe should be used where needed. Installing pipe-overfall structures on fills should be avoided wherever possible. All joints should be watertight.

The pipe should be well bedded. The bottom part of the excavation should conform to the shape of the pipe. Accurate shaping of the trench should extend up the sides of the pipe to a point where the backfill can be easily reached with a hand or mechanical tamper.

Careful tamping of the backfill by hand or a mechanical tamper should be specified. The soil used for backfill should contain sufficient moisture to insure high density when compacted. The backfill should be mounded over the pipe in such a way as to prevent surface wash along the pipe.

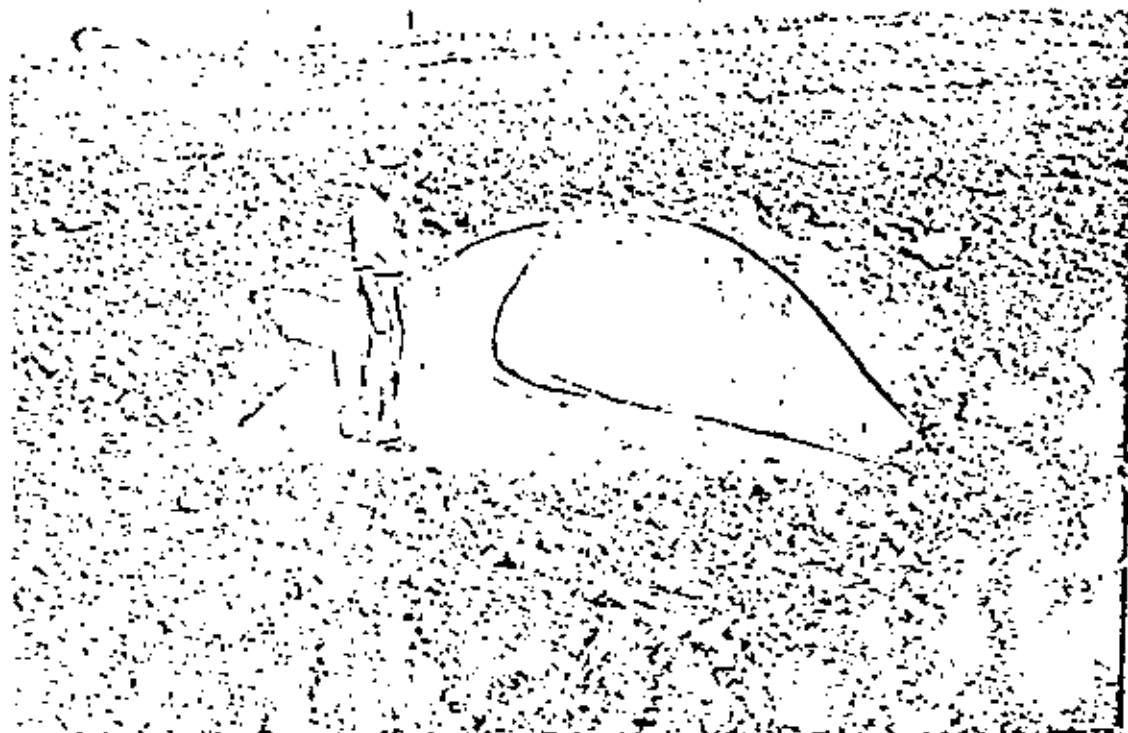
#### Hydraulic design of "island-type construction"

Pipe drops and overfall structures ordinarily should be of a capacity in excess of the design discharge of the drainage ditch. A capacity 25 percent greater than the design capacity of the drainage ditch is often used. Floodflows in excess of drainage flow may be bypassed over vegetated emergency spillways along the spoil bank. The spillway areas should be placed upstream and downstream from the drop at approximately 25 to 50 feet from the structure. Fill should be placed above the flood stage around the wingwalls of drop structures and pipe drops, and sodded to protect the structure. This installation is called the "island-type construction." Floodflows may need to be stored temporarily behind the spoil or dike when it is not possible to bring them safely back into the channel.

In some cases the island-type design is not applicable and the capacity of the structure may need to be large enough to pass the flow from a desired frequency storm.

#### Drop spillways

The design of drop spillways is covered in NCH, Section 11, Drop Spillways. Frequently drainage ditches fill with sediment, and the downstream toe of a spillway rests on a stable grade. Design requirements may be less exacting as a result of a stable or aggrading channel.



*Prefabricated entrance section on pipe drop*



*Recessed area at outlet of pipe drop*

Concrete drop spillways usually are more costly for initial installation than pipe drops with vegetated spillways, and their use is limited in drainage work to exceptional conditions often involving a combination drop spillway and drain-outlet structure.

### Chutes

Under some conditions reinforced concrete chutes may be more economical than drop spillways. Each chute requires a detailed plan. The design of chutes is covered in NEM, Section 14, Chutes.

### Sod chutes

Under favorable conditions, sod chutes instead of a structure may be used to drop water into open ditches. Conditions favoring sod chutes include low drops, small drainage areas, ditchbanks having a fertile soil and subsoil, a cleft and soil that support a dense grass and sod, and the absence of layers of soil that erode readily.

### Grade-control structures

Where the velocity is excessive in open ditches, grade-control structures may be required. Occurrence of serious erosion after construction of drainage ditches cannot always be predicted. In large and important drainage work where serious erosion may occur, an on-site study is made of the factors affecting erosion and causing sedimentation. Similar drainage ditches should be studied to determine the probability of excessive erosion. Many drainage channels in loess and noncohesive or poorly graded soils have eroded and caused extensive damage.

Use of grade-control structures often may be avoided by adjusting the hydraulic gradeline or the bottom grade of the open ditch. On sections of the ditch having considerable slope, it may be possible to depress the hydraulic gradeline at the upper end of the reach and raise it at the lower end to obtain a nonerosive velocity. This usually involves added excavation, and any extra cost is balanced against cost of other means for grade control.

It should be remembered the velocity is influenced by three factors: (1) Grade of the ditch, (2) the value of "n", and (3) hydraulic radius. The designer has limited control over the grade of major channels except by adjusting the hydraulic gradeline. However, he may locate a longer meandering channel and reduce the average fall.

State and local guides should indicate the physiographic areas and soils subject to accelerated erosion that may require grade-control structures in open ditches. These guides should prescribe maximum velocity for specific soil types where there is information to substantiate velocities that exceed those allowable in T.R. 25.

### Culverts and bridges

Wherever possible, bridges should be used in open ditches designed to capacity on low gradients in preference to culverts that offer serious resistance to the flow of water. However, culverts are economical near the upper ends of open ditches carrying a small flow. Culverts are generally used in many drains for western irrigated land where there is excess grade and small flow in deep

ditches. Culverts permit the installation of many economical farm-road crossings where more costly bridges could not be justified.

Culverts and bridges for state and county highways usually are constructed under the supervision and to the specifications of the state or county highway departments. Wherever appropriate, personnel of the Soil Conservation Service engaged in drainage design should explain the drainage requirements to state and county highway engineers responsible for such structures.

Failure to maintain ditches can cause culverts to fill rapidly with sediment. Where new road culverts are being installed, depth and capacity should be checked against drainage requirements. It is important to maintain the depth and capacity of these open ditches.

#### Culvert depth

The bottom grade of the upstream end of a culvert should be flush with the design bottom grade of the open ditch or possibly a few tenths lower. The upstream end of the culvert may be higher than the lower end or it may be level throughout its length.

If the bottom grade of the culvert is above the bottom grade of the ditch, it will back up water at low stages and cause rapid sedimentation in the ditch above the culvert. The bottom grade of the culvert should be based on future drainage requirements. A culvert set at the grade of a shallow ditch may be too high when the ditch is cleaned out or enlarged.

#### Watergates, cattle guards and ramps

Where applicable, plans for open ditches should include plans for watergates and ramps to be installed as aids in pasturing and to protect the ditches. (Photographs page 5-45.) Ramps should not be installed on the outside of curves or in low places where water will flow through them.

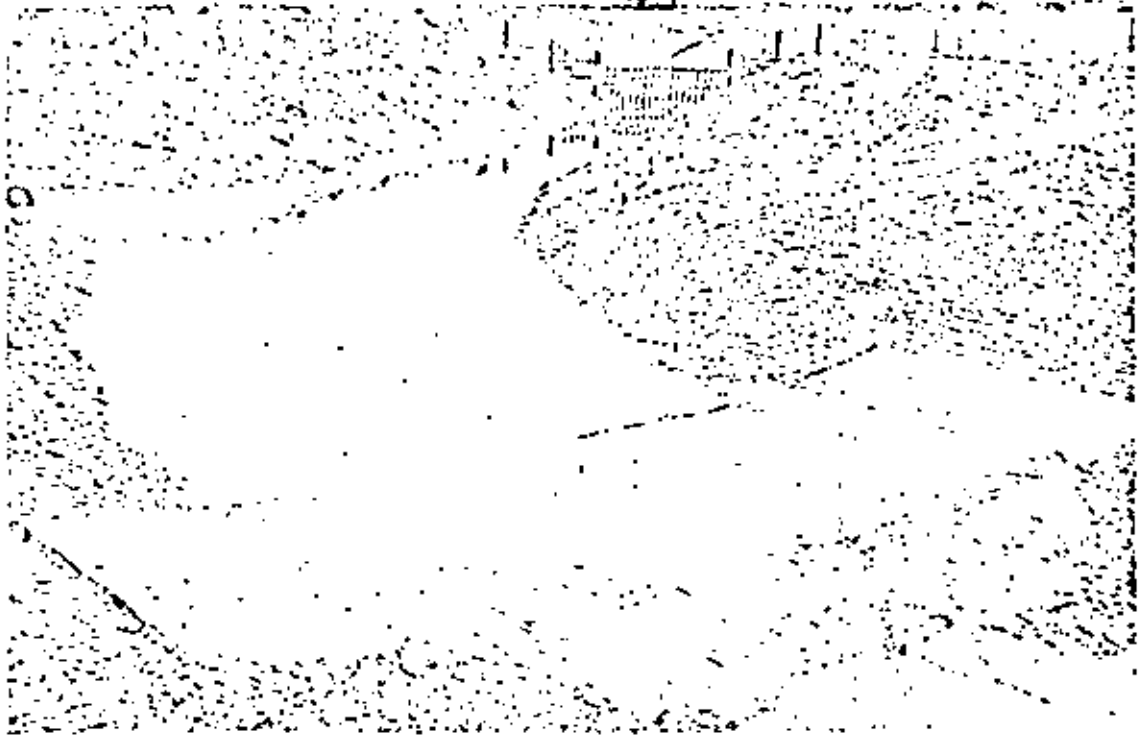
### Construction Plans

#### General

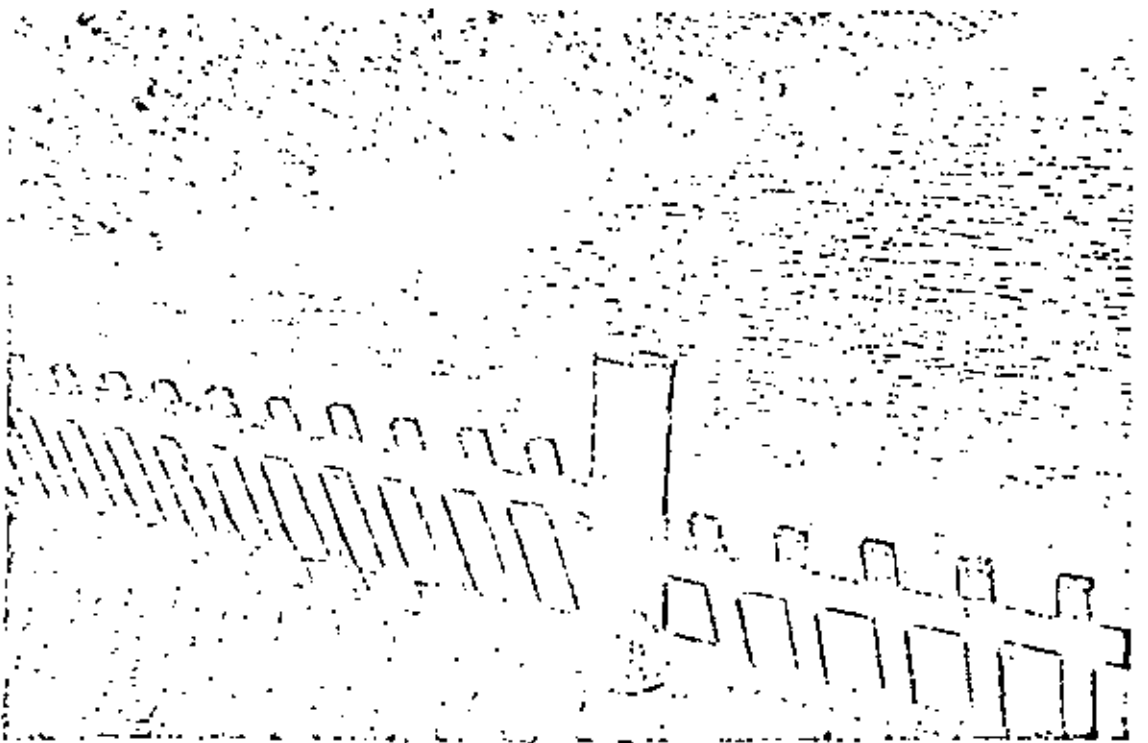
Construction plans for drainage work usually form the basis for a contract. They must be clear, complete, and specific. They are often used by other agencies, private engineers, and individuals long after construction. They should be neat, reflect sound design, and be a credit to the Soil Conservation Service. All separate items of the plan should be identified with the name of the job(s), landowner(s), and location of farm(s). The scale used should be shown. The signature of the designer and the approving engineer and the date of signature should appear on all drainage plans.

Construction plans for individual farm ditches usually include:

1. Drainage plan map
2. Profiles
3. Cross sections
4. Ditch designs



*Low water crossing, watergate and pipe drop*



*Watergate showing hinged section*

## 5. Structural details

## 6. Specifications

The plans should be discussed with the landowner or his representative to make sure he fully understands the proposed work. Cost estimates should be provided on request. Maintenance also should be discussed, and methods of maintenance and location of a travelway agreed upon.

The maintenance plan for group jobs should show an annual maintenance schedule and the practices to follow. It should cover details for carrying on maintenance operations and for periodic inspection. The method for payment of maintenance costs needs to be agreed upon and included in the group agreement when a group job is involved.

Drainage plan maps

Drainage construction plans for large jobs should include a map of the proposed improvement. The completed map should show the location of proposed ditches, bridges, culverts, farm boundaries, and names of owners where necessary, watershed boundaries and areas, existing land use, irrigation facilities, nearby towns, roads, railroads, township and section lines, and other features affecting the design, construction, and maintenance of the planned improvements.

On many jobs it is convenient to show the detailed plans on standard plan-profile sheets. Where this is done, the scale for the plan should be the same as horizontal scale used in plotting profiles. In such cases a general location map should be included to show the general layout of the system and to index plan-profile sheets. This map should show the entire watershed area within which the drainage-problem area is located.

Profiles

Plans for all ditches of the drainage system down to farm laterals should include profiles. The completed profiles should show the following:

1. Normal ground line and elevation of isolated low points in the field which the ditch will drain
2. Existing ditch bottom
3. Hydraulic gradeline
4. Proposed ditch bottom
5. Existing and proposed culverts, flumes, and other structures, and proper identification of each structure. Also note if an existing structure is to be removed
6. Points of entry of significant ditches
7. Elevation of high water for design storm at outlet
8. Width of ditch right-of-way to be cleared - notation by reaches
9. Datum used and description of important bench marks



## 10. Logs of soil borings

## 11. Elevations of water table and dates of reading if encountered in the soil borings.

Profiles should be plotted on standard-size, transparent, profile or plan-profile paper.

Cross sections

The number of cross sections required depends on the variations in cross section of existing ditches and on uniformity of topography along the proposed ditch location. The manner of payment also governs this.

Cross sections of proposed ditches are superimposed on original cross sections and the amount of excavation computed. At least one typical ditch cross section should be shown on construction plans.

Where the land surface is reasonably uniform the depth for new ditches may be obtained from the profile and excavation computed from yardage tables. Typical cross sections are plotted directly on the profile sheet when yardage is computed from tables or by computer from field notes. For others, cross sections should be plotted on standard-size transparent cross-section paper.

Soil borings

Sufficient soil profile information should be obtained through soil borings to locate any unstable soil conditions that may exist along the planned ditch route. It may be possible to reroute the ditch to bypass the unstable area.

Ditch-design calculations

The calculations made for the design of all ditches of the drainage system should be recorded on a standard ditch-design sheet and made a part of the plans. (Table 5-4.)

Structure details

Usually the structures for small to moderate-size drainage projects will be of standard size and design. For these, a copy of the detail design should be obtained and included in the plans. If a structure is to be designed by another agency, it may be so noted on the profile or plan map and the required elevation of the invert, or flow line, and the minimum capacity required should be specified.

If a structure is not standard and plans are prepared by the Soil Conservation Service, a set of plans and specifications should be included.

Plans for structures such as bridges, culverts, chutes, flumes, floodgates, drop structures, watergates, levees, dikes, and pumping plants, which are a required part of the drainage project, should be included. For bridges and culverts to be used for public roads, size, and the invert and road elevations are all that need to be shown.

Specifications

Written specifications are prepared for each item in a job proposal and standard specifications are desirable for the more common types of work.

On contract work along with the plans specifications become a part of the contract. On force account work they should be used by the person in charge of the job to insure that construction is in accord with the plan and required standards.

Specifications need to be detailed enough so there can be no reasonable misunderstanding as to the type of job desired. Nonessential details should be omitted.

Each work unit engaged in open ditch drainage work should have available standard specifications for the following items of construction.

1. Clearing
2. Clearing and grubbing
3. Channel excavation
4. Spoil bank spreading
5. Structure excavation
6. Concrete culvert pipe
7. Installation concrete pipe conduits and drains
8. Zinc-coated iron or steel corrugated pipe
9. Aluminum alloy corrugated pipe
10. Installation corrugated metal pipe conduit
11. Concrete
12. Steel reinforcement
13. Seeding ditchbanks

Maintenance of Open Ditches

Open ditches rapidly lose their effectiveness unless they are properly maintained. A good maintenance program is just as necessary as proper design and construction. Drainage systems often become clogged with uncontrolled growth of vegetation and partially fill with sediment soon after installation. Since maintenance is so important for successful drainage, every effort should be made to work out a maintenance program with the drainage enterprise, group, or landowner responsible for the system.

Responsibility for maintenance

The owners and elected officials of drainage projects must assume the responsibility for planning, financing, and execution of needed maintenance of the drainage improvements. Their investment in the improvements will be repaid by benefits from the project only if it is maintained over the years to function as planned. Training in maintenance requirements and methods should be provided to owners and sponsors of drainage projects.

Experience has shown that successful maintenance of group drainage projects requires:

1. An organization with authority to collect necessary funds.
2. Adequate funds on hand to start operations as soon as the project is accepted from the contractor.
3. A manager to direct maintenance operations.

The need for proper maintenance is especially important during the first two years after a ditch is constructed. It is desirable to establish adapted grass for erosion control on the ditchbanks as soon as possible. And during the first year or two the ditchbanks are especially susceptible to the growth of undesirable woody vegetation. Timely maintenance during this period will lessen the work needed later.

In cooperating with informal groups it is especially important to provide a written plan of maintenance, which covers maintenance requirements, methods of maintenance to be used and cost estimate. An adequate travelway supported by right-of-way easement should be provided.

In providing assistance to individual owners on open ditches a definite plan of maintenance is worked out and included in the conservation farm plan. Emphasis should be placed on practical and economical methods that maintain the effectiveness of open ditches.

Practices that reduce the need for maintenance should be given full consideration. A number of such points are included in the section on design. Others that have proved worthwhile include:

1. Developing farm conservation plans with landowners and operators to obtain best land use and erosion control practices on the area served by the system.
2. Installing erosion control measures in the watershed such as grade stabilization and critical area treatment.
3. Early establishment of erosion-controlling vegetation on ditch right of way.

Working out a maintenance plan

Maintenance work includes control of vegetation by mowing, pasturing, or chemicals, timely removal of sediment bars as they form, removing sediment after a few years accumulation, repairing structures, and doing such other work as necessary to retain the original effectiveness of the systems.

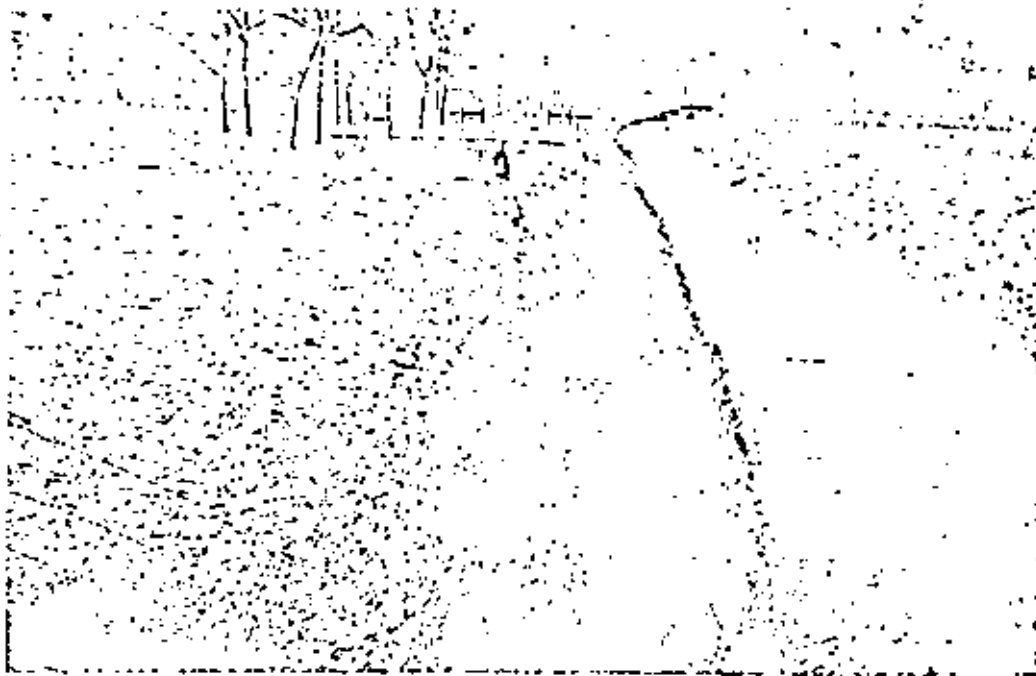
The following are some of the major considerations in working out a plan for maintenance:

Past history of maintenance

Knowledge of past maintenance efforts, or lack of them, should be available in the area. Maintenance methods which have been successful should be good guides in developing maintenance plans for similar work.

Economics of maintenance

A maintenance program must be effective or it cannot be justified economically. If ditches are allowed to be overgrown with brush and small trees they may have only one-half to two-thirds of the designed capacity. Land suffering from poor drainage produces poor crops and the cost/benefit ratio calculated to justify the drainage system will not be reached. Maintenance must be carried out effectively for the drainage system to operate as planned.



*Channel with established vegetation and good maintenance*

Methods of maintenance

Using construction equipment for maintenance. - Usually the same equipment used in construction can be employed economically for removal of sediment and re-shaping of spoil at intervals as needed after construction. The high cost of hand labor and difficulties in obtaining effective maintenance work by hand-tools emphasize the need for efficient equipment for maintenance work.

Mowing. - Mowing is effective in most locations in the humid areas for controlling brush and encouraging grass on ditchbanks, travelways and spoil disposal areas. Rotary mowers mounted on booms extending from tractors can handle 1½:1 side slopes with no particular hazard. Highway-type mowers on which the blade can be raised or dropped by 45 degrees are generally well adapted to ditch maintenance work. For maintenance by mowing with standard farm equipment 4:1 or flatter side slopes are preferable.

Pasturing. - Controlled pasturing is one of the most economical and effective methods of maintaining ditches. In some locations pasturing is not practical because of the type of farming adjoining the ditches. Pasturing should be controlled to keep cattle off ditchbanks during freezing and thawing and wet weather. Hogs should be kept out of ditches. A good pasture arrangement usually requires carefully placed gates and fences with watergates across ditches.

Burning undesirable vegetation. - In some locations controlled burning in the winter is useful to remove dead weeds, tall grass and small brush. This type of maintenance should be limited to channels through open areas and must comply with local antipollution regulations.

Chemical control of vegetation. - Chemicals to control undesirable vegetative growth have produced some excellent results. Caution should be used in their application to prevent damage from the drifting chemicals. Information on appropriate chemicals usually may be obtained from local dealers. Major chemical companies have prepared information relative to usage of specific products.

The most up-to-date information available, including data on new herbicides, should be followed.

Federal, State and local laws and regulations governing use of chemicals must be followed.

- (1) STEPHENS, JOHN C., and MILLS, W. C.  
1965. Using the Cypress Creek Formula to Estimate Run-off Rates in the Southern Coastal Plain and Adjacent Flatwoods Land Resource Areas. U. S. Dept. of Agriculture, ARS-41-95.
- (2) KING, HORACE WILLIAMS, and BRATER, ERNEST F.  
1963. Handbook of Hydraulics, Fifth Edition. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York.
- (3) BUREAU OF PUBLIC ROADS  
1965. Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts. Hydraulic Engineering Circular No. 5. U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. 20402.
- (4) YARNELL, DAVID L.  
1934. Pile Trestles as Channel Obstructions. U. S. Dept. of Agriculture, Tech. Bul. 429.
- (5) 

---

1934. Bridge Piers as Channel Obstructions. U. S. Dept. of Agriculture, Tech. Bul. 442



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

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

DRENAJE SUBSUPERFICIAL

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

SEP. OCT. 1982

DRENAJE SUBSUPERFICIAL



	<u>Contents</u>	<u>Page</u>
Introduction		4-1
General		4-1
Definition and purpose of subsurface drainage		4-1
Sources of excess water		4-2
Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils		4-3
General		4-3
Saline and alkali soils defined		4-3
Saline soils		4-3
Saline-alkali soils		4-3
Nonsaline-alkali soils		4-4
Effect of salts on crops		4-5
Reclamation of saline and alkali soils		4-8
Reclamation of saline soils		4-8
Reclamation of nonsaline-alkali soils		4-8
Reclamation of saline-alkali soils		4-10
Boron		4-10
• Planning Subsurface Drainage		4-11
Observation well hydrographs		4-11
Profile flow patterns		4-12
Ground-water contour maps		4-15
Depth to water-table map		4-18
Classification of subsurface drainage		4-21
General		4-21
Relief drainage		4-21
Open ditches		4-21
Buried drains		4-21
Parallel system		4-21
Herringbone system		4-22
Double-main system		4-22
Random system		4-22
Pumping system (ground-water removal)		4-22
Combination system		4-24
Mole drains		4-24
Vertical drains		4-24
Interception drains		4-25
General		4-25
Open ditches		4-25
Buried drains		4-25
Outlets for subsurface drainage		4-28
Special situations		4-28
Use of relief wells		4-28

	<u>Page</u>
Salt-water intrusion in coastal areas	4-31
Guidelines for prevention	4-31
Planning a subsurface drainage system	4-34
Design of Subsurface Drains	4-43
Drainage coefficients	4-43
Humid areas	4-43
Arid areas	4-44
Design capacity	4-47
Relief drains	4-47
Interception drains	4-49
Combination surface and subsurface drainage systems	4-51
Depth and spacing of drains	4-52
General	4-52
Relief drains	4-57
Humid areas	4-57
Irrigated areas	4-57
Ellipse equation	4-57
Modified ellipse equation	4-60
Artesian areas	4-69
Use of open ditches for relief drainage	4-70
Interception drains	4-70
Multiple interception drains	4-73
Mole drains	4-73
Drainage area	4-74
Grade	4-74
Outlets	4-74
Length of lines	4-77
Installation Design	4-77
General	4-77
Alignment	4-78
Connections	4-78
Loads on drains	4-78
General	4-78
Underground conduits	4-78
Classification of conduits as to rigidity	4-79
Classification of conduits based on installation	4-79
bedding conditions for rigid ditch conduits	4-79
Trench depth for rigid conduits	4-81
bedding conditions for flexible drainage tubing	4-81
Drain grades and velocities	4-81
Determining drain size	4-82
Sizing of drains within the drainage system	4-87
Materials for drains	4-88
General	4-88
Standards and specifications	4-88
Clay drain tile	4-89
Concrete drain tile	4-89
Bituminized fiber pipe	4-89
Plastic drains	4-90
Metal pipes and others	4-90

	<u>Page</u>
<b>Filters and envelopes</b>	4-90
Determination of need for filters and envelopes	4-90
Materials for filters and envelopes	4-92
Organic filters and envelopes	4-92
Fiber-glass filters	4-93
Plastic-fabric filters	4-93
Sand and gravel filters and envelopes	4-93
Design of filters and envelopes	4-93
Design of sand and gravel filter	4-93
Design of fiber-glass filters	4-94
Design of organic filters	4-96
Design of sand and gravel envelopes	4-96
Drain appurtenances	4-96
Outlet structures	4-96
Protection from animals	4-97
Junction boxes	4-97
Pressure relief vent	4-101
Breathers	4-101
Surface water inlets	4-102
Blind inlet or french drain	4-102
Multiple drains in depressional areas	4-104
Drain crossings	4-105
<b>Construction</b>	4-106
General	4-106
Drain installation by hand	4-106
Batter boards	4-106
Equipment used for trenching	4-106
Excavating the trench	4-107
Laying drains	4-107
Blinding drains	4-107
Backfilling the trench	4-107
Drain installation by machine	4-108
Staking the drain	4-108
Trenching machines	4-109
Laying the tile	4-111
Installation of corrugated-plastic-drainage tubing	4-111
Drain junctions and curves	4-112
Placing filters and envelopes	4-112
Trencher placement of granular filters and envelopes	4-113
Trencher placement of fabric filters	4-113
Hand placement of granular filters	4-114
Blinding the drain	4-114
Backfilling the trench	4-116
Problems involved in drain installation	4-116
Quicksands and silts	4-116
Inspection of drain installation	4-117
General	4-117
Checking grade	4-118
Mole construction	4-118
Equipment	4-118
Mole size	4-118

	<u>Page</u>
Depth	4-118
Spacing	4-118
Construction	4-118
Construction procedure	4-119
Construction of open ditches for subsurface drainage	4-119
<b>Maintenance of Buried Drains</b>	4-119
General	4-119
Outlets	4-119
Water-surface inlets	4-120
Sand traps and catch basins	4-120
Blowouts	4-120
Tree roots	4-120
Auxiliary structures	4-120
Waterways over drains	4-121
Mineral deposits	4-121
Miscellaneous	4-121
<b>References</b>	4-122

Figures

Figure 4-1a	Salt tolerance of field crops	4-6
Figure 4-1b	Salt tolerance of vegetable crops	4-6
Figure 4-1c	Salt tolerance of forage crops	4-7
Figure 4-2a	Soil profile showing high capillarity	4-9
Figure 4-2b	Soil profile showing low capillarity	4-9
Figure 4-3	Observation well hydrograph	4-13
Figure 4-4	Observation well hydrograph	4-14
Figure 4-5	Typical ground-water contour map	4-16
Figure 4-6	Working drawing (canal seepage)	4-17
Figure 4-7	Surface contour above ground-water contour	4-19
Figure 4-8	Profile section A-A, Figure 4-7	4-20
Figure 4-9	Types of drainage collection systems	4-23
Figure 4-10	Interception drain in a valley area	4-26
Figure 4-11	Interception drain for barrier condition	4-27
Figure 4-12	Interception drain at outcrop of aquifer	4-29
Figure 4-13	Relief well installation	4-30
Figure 4-14	Interception drain in a constricted aquifer	4-32
Figure 4-15	Fresh water-salt water conditions	4-33
Figure 4-16	Working map--topography	4-35
Figure 4-17	Working map--ground-water contours	4-38
Figure 4-18	Working map--depth to ground water	4-39
Figure 4-19	Working map--completed	4-40
Figure 4-20	Profile--Figure 4-19	4-42
Figure 4-21	Graphical solution - drainage coefficient	4-46
Figure 4-22	Sketch of relief drain system showing symbols in equation 4-3	4-48
Figure 4-23	Graphical solution - drain design discharge	4-50
Figure 4-24a	Relief ditch	4-53
Figure 4-24b	Relief drain	4-53
Figure 4-25a	Interception ditch	4-54
Figure 4-25b	Interception drain	4-54

	<u>Page</u>
Figure 4-26	Isometric profiles relief and interception drains 4-56
Figure 4-27	Cross-sectional sketch showing symbols used in ellipse equation 4-58
Figure 4-28	Solution of ellipse equation (Sheet 1 of 2) 4-61
	(Sheet 2 of 2) 4-62
Figure 4-29	Graphical solution of modified ellipse equation (Sheet 1 of 3) 4-64
	(Sheet 2 of 3) 4-65
	(Sheet 3 of 3) 4-66
Figure 4-30	Solution of modified ellipse equation 4-68
Figure 4-31	Cross-sectional profile, interception drain and area influenced 4-72
Figure 4-32	Mole drainage system on flatland 4-75
Figure 4-33	Mole drainage system on sloping land 4-75
Figure 4-34	Buried drain outlet for mole drain 4-76
Figure 4-35	Mole drain outlets 4-76
Figure 4-36	Capacity chart - $n = 0.011$ (Sheet 1 of 3) 4-84
	$n = 0.013$ (Sheet 2 of 3) 4-85
	$n = 0.015$ (Sheet 3 of 3) 4-86
Figure 4-37	Mechanical analyses of gravel filter material 4-95
Figure 4-38	Filter installation 4-96
Figure 4-39	Outlet protection 4-97
Figure 4-40	Drain outlets 4-98
Figure 4-41	Rodent protection for outlet pipe 4-99
Figure 4-42	Junction box for drains 4-100
Figure 4-43	Vent 4-101
Figure 4-44	Surface water inlet 4-102
Figure 4-45	Manhole catch basin or sediment trap 4-103
Figure 4-46	Blind inlet 4-104
Figure 4-47	Closely spaced drains in wet areas 4-104
Figure 4-48	Drain crossings 4-105

#### Tables

Table 4-1	Relative salt tolerance of fruit crops 4-7
Table 4-2	Boron tolerance of crops 4-11
Table 4-3	Observation well data 4-36
Table 4-4	Drainage coefficients without surface-water inlets 4-43
Table 4-5	Maximum allowable trench depth 4-80
Table 4-6	Drain grades and velocities 4-83
Table 4-7	Classification to determine need for drain filters, or envelopes, and minimum velocities in drains 4-91

## CHAPTER 4. SUBSURFACE DRAINAGE

Introduction

This chapter covers subsurface drainage in both humid and arid areas of the United States. The division between the subhumid and the semiarid areas is approximately the 100th meridian. The boundary separating the subhumid from the dry lands receives close to 18 inches of precipitation in the north and about 25 inches in Texas (1). The coastal areas of the Pacific Northwest, the Gulf Coast, and small scattered areas within the intermountain region are humid areas with average rainfall over 20 inches. Irrigated areas in the United States are largely in the arid and semiarid portions of the country.

Chapter 2, Drainage Investigations, of this National Engineering Handbook discusses investigations and surveys commonly used in agricultural drainage operations. Reference will be made to Chapter 2 for information in regard to general methods and techniques for conducting these investigations. This chapter supplements the information in Chapter 2 with more detailed information on certain phases of drainage investigations. Subsurface-drainage conditions, drainage benefits, planning, design, materials, installation, and maintenance will be discussed in this chapter.

In most humid areas, many years of experience with subsurface drainage installation have provided the main basis for determining drainage requirements for various soil types and problem areas. Special investigations are necessary for drainage of soils where experience is lacking.

There are some differences in the cause, effect, and solutions of drainage problems in the arid and semiarid regions, but in general the investigational methods, design, construction, and maintenance are similar. In areas where there have been many years of drainage experience, investigations may be standardized and routine. Where experience has been limited or special problems exist, more extensive investigations are necessary. High water tables, seepage, soil salinity and/or alkalinity are problems that usually require special investigation and consideration.

GeneralDefinition and purpose of subsurface drainage

Subsurface drainage is defined as the removal of excess ground water below the ground surface. In many wet areas both surface and subsurface drainage are required. Surface ditches are necessary to remove excess runoff from precipitation and to dispose of surface flow from irrigation. These surface ditches should be planned to complement the subsurface drainage system. Surface drainage reduces the amount of water to be removed by the subsurface system and permits better control of the water table. Subsurface drainage lowers the high water tables which are caused by precipitation, irrigation water, leaching water, seepage from higher lands or irrigation canals and ditches and ground water under artesian pressure.

A high water table damages most crops to varying degrees. Soil bacterial action is retarded when pore spaces are filled with water because the bacteria must have access to oxygen from the air. Properly drained soils will warm up more quickly in the spring than saturated soils. Good drainage permits earlier planting and better germination. Where drainage lowers a high water table, this increases the active root-zone depth and allows plants to develop their natural root pattern. Where excessive soluble salts are present in the soil profile, good subsurface drainage re-establishes downward percolation of water in the soil profile and permits leaching of these salts.

The optimum depth of the water table is not a constant for all areas, but varies with soil texture, depth of soil and subsoil layers, crops grown, and salinity. In fine-textured soils and subsoils the height of the capillary fringe above the water table may be a controlling factor. This is especially true where harmful soluble salts are present and are pumped to the soil surface through capillarity. In coarse-textured soils or soils underlain by coarse-textured sands or gravels, capillarity may be slight, and the capillary fringe may extend very little above the water table. Under usual conditions where salts are present, a water table within less than 6 feet from the ground surface may be damaging to plant growth. In studying the critical depth of the water table, the position of the capillary fringe must always be considered.

For a permanent irrigation agriculture, salt must be removed from the soil at the same rate as it is introduced by the irrigation water, otherwise a steadily increasing salt concentration in the soil water will cause progressive reductions in crop yield. When salt removed equals salt input, a project is said to be in "salt balance." Salt balance in irrigated areas is maintained by applying excess water in addition to crop needs to leach soluble salts. Subsurface drainage must be adequate to permit the necessary leaching and to hold the water table to a sufficient depth to prevent the upward movement of salty capillary water from reaching the crop root zone.

#### Sources of excess water

In humid areas the major portion of excess water comes from precipitation, which percolates into the soil to become ground water. Where there is poor surface drainage on flat land, temporary flooding occurs and a large percentage of the rainfall infiltrates into the soil.

In northern areas, snow cover frequently protects the soil from freezing, and infiltration of water into the soil is increased. The rate of snow melt and condition of the soil influences the amount of water absorbed by the soil.

In arid and semiarid areas a minor portion of excess water comes from precipitation. The major sources of excess water in irrigated areas are percolation losses from the irrigation and leaching water applied. Losses occur from irrigation canals or ditches within or traversing the area.

In humid, arid, and semiarid areas the source of excess water may be ground water moving through shallow aquifers and emerging as seeps or springs, or ground water under artesian pressure.

When the total quantity of water introduced into the soil from the various sources exceeds the total quantity disposed of through natural drainage processes, the water table will rise. It is then necessary to install artificial drains to remove the surplus water to maintain the water table at some predetermined level which is not damaging to the crops.

## Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils

### General

The diagnosis and improvement of saline and alkali soils involves problems in soil chemistry. These problems are frequently associated with areas needing drainage, especially in arid and semiarid regions, and it is necessary for the drainage engineer to become familiar with them. A publication of the United States Salinity Laboratory, "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils," USDA Agricultural Handbook 60 (2), contains an excellent discussion of the subject including practical methods of treatment. Subsequent publications of the U. S. Salinity Laboratory staff supplement the information contained in Agricultural Handbook 60.

### Saline and alkali soils defined

To facilitate a discussion of saline and alkali soils, they have been separated into three groups: saline, saline-alkali, and nonsaline-alkali soils. These three groups are defined in Agricultural Handbook 60 as follows:

"Saline soils. - Saline is used in connection with soils for which the conductivity of the saturation extract is more than 4 mmhos/cm. at 25° C. and the exchangeable-sodium-percentage is less than 15. Ordinarily, the pH is less than 8.5. These soils correspond to Hilgard's (1906) "white alkali" soils and to the "Solonchaks" of the Russian soil scientists. When adequate drainage is established, the excessive soluble salts may be removed by leaching and they again become normal soils.

"Saline soils are often recognized by the presence of white crusts of salts on the surface. Soil salinity may occur in soils having distinctly developed profile characteristics or in undifferentiated soil material such as alluvium.

"The chemical characteristics of soils classed as saline are mainly determined by the kinds and amounts of salts present. The amount of soluble salts present controls the osmotic pressure of the soil solution. Sodium seldom comprises more than half of the soluble cations and hence is not adsorbed to any significant extent. The relative amounts of calcium and magnesium present in the soil solution and on the exchange complex may vary considerably. Soluble and exchangeable potassium are ordinarily minor constituents, but occasionally they may be major constituents. The chief anions are chloride, sulfate, and sometimes nitrate. Small amounts of bicarbonate may occur, but soluble carbonates are almost invariably absent. In addition to the readily soluble salts, saline soils may contain salts of low solubility, such as calcium sulfate (gypsum) and calcium and magnesium carbonates (lime).

"Owing to the presence of excess salts and the absence of significant amounts of exchangeable sodium, saline soils generally are flocculated; and, as a consequence, the permeability is equal to or higher than that of similar nonsaline soils.

"Saline-alkali soils. - Saline-alkali is applied to soils for which the conductivity of the saturation extract is greater than 4 mmhos/cm. at 25° C. and the exchangeable-sodium-percentage is greater than 15. These soils form as a result of the combined processes of salinization and alkalization. As long as excess salts are present, the appearance and



properties of these soils are generally similar to those of saline soils. Under conditions of excess salts, the pH readings are seldom higher than 8.5 and the particles remain flocculated. If the excess soluble salts are leached downward, the properties of these soils may change markedly and become similar to those of nonsaline-alkali soils. As the concentration of the salts in the soil solution is lowered, some of the exchangeable sodium hydrolyzes and forms sodium hydroxide. This may change to sodium carbonate upon reaction with carbon dioxide absorbed from the atmosphere. In any event, upon leaching, the soil may become strongly alkaline (pH readings above 8.5), the particles disperse, and the soil becomes unfavorable for the entry and movement of water and for tillage. Although the return of the soluble salts may lower the pH reading and restore the particles to a flocculated condition, the management of saline-alkali soils continues to be a problem until the excess salts and exchangeable sodium are removed from the root zone and a favorable physical condition of the soil is reestablished.

"Saline-alkali soils sometimes contain gypsum. When such soils are leached, calcium dissolves and the replacement of exchangeable sodium by calcium takes place concurrently with the removal of excess salts.

"Nonsaline-alkali soils. - Nonsaline-alkali is applied to soils for which the exchangeable-sodium-percentage is greater than 15 and the conductivity of the saturation extract is less than 4 mmhos/cm. at 25° C. The pH readings usually range between 8.5 and 10. These soils correspond to Hilgard's "black alkali" soils and in some cases to "Solonetz", as the latter term is used by the Russians. They frequently occur in semiarid and arid regions in small irregular areas, which are often referred to as "slick spots." Except when gypsum is present in the soil or the irrigation water, the drainage and leaching of saline-alkali soils leads to the formation of nonsaline-alkali soils. As mentioned in the discussion of saline-alkali soils, the removal of excess salts in such soils tends to increase the rate of hydrolysis of the exchangeable sodium and often causes a rise of the pH reading of the soil. Dispersed and dissolved organic matter present in the soil solution of highly alkaline soils may be deposited on the soil surface by evaporation, thus causing darkening and giving rise to the term "black alkali".

"If allowed sufficient time, nonsaline-alkali soils develop characteristic morphological features. Because partially sodium-saturated clay is highly dispersed, it may be transported downward through the soil and accumulate at lower levels. As a result, a few inches of the surface soil may be relatively coarse in texture and friable; but below, where the clay accumulates, the soil may develop a dense layer of low permeability that may have a columnar or prismatic structure. Commonly, however, alkali conditions develop in such soils as a result of irrigation. In such cases, sufficient time usually has not elapsed for the development of the typical columnar structure, but the soil has low permeability and is difficult to till.

"The exchangeable sodium present in nonsaline-alkali soil may have a marked influence on the physical and chemical properties. As the proportion of exchangeable sodium increases, the soil tends to become more dispersed. The pH reading may increase, sometimes becoming as high as 10. The soil solution of nonsaline-alkali soils, although relatively low in soluble salts, has a composition that differs considerably from that of normal and saline soils. While the anions present consist mostly of

chloride, sulfate, and bicarbonate, small amounts of carbonate often occur. At high pH readings and in the presence of carbonate ions, calcium and magnesium are precipitated; hence, the soil solutions of nonsaline-alkali soils usually contain only small amounts of these cations, sodium being the predominant one. Large quantities of exchangeable and soluble potassium may occur in some of these soils. The effect of excessive exchangeable potassium on soil properties has not been sufficiently studied.

"Nonsaline-alkali soils in some areas of western United States have exchangeable-sodium-percentages considerably above 15, and yet the pH reading, especially in the surface soil, may be as low as 6. These soils have been referred to by De Sigmond (1938) as degraded alkali soils. They occur only in the absence of lime, and the low pH reading is the result of exchangeable hydrogen. The physical properties, however, are dominated by the exchangeable sodium and are typically those of a nonsaline-alkali soil."

#### Effect of salts on crops

To understand the effect of salt concentration on vegetation requires an understanding of the process of osmosis. This is the process whereby plants obtain their moisture from the soil. If two solutions of different strength are separated by a semipermeable membrane, the weaker solution will move through the membrane to the stronger solution. This movement will be in proportion to the difference in pressure between the two solutions which is in direct proportion to the difference in the number of solvent particles. This difference in pressure is termed the "osmotic pressure" and flow through the membrane continues until equilibrium between the two pressures is established. Plant roots have a semipermeable membrane or "skin" that separates the fluid within the plant roots from the soil moisture. Under normal soil conditions (nonsaline) the solution or fluid within the plant roots is a stronger solution than the soil moisture, and a pressure differential (osmotic pressure) is always present. The net difference in pressure is affected also by the soil-moisture tension. When this exists, the plant roots receive an inflow of water or soil moisture sufficient for growth. When soils become salty or saline, the concentration of salt in the soil moisture increases and approaches the concentration in the plant fluid, thereby reducing the inflow of water to the plants. If the soil-moisture solution becomes too strong, osmosis slows down to the point where the plant will wilt. This explains the condition where plants are wilting even though virtually submerged in water.

From the foregoing it is obvious that salinity control is vital to agriculture. It is usually associated with irrigation in western areas, and the irrigation engineer must recognize this and make adequate provisions for maintaining salt balance in the design and operation of irrigation projects. The drainage engineer must understand the principles involved in the drainage of irrigated land in the arid or semiarid areas. There are some cases where it is not economically feasible to reclaim saline or alkali lands by providing adequate subsurface drainage, leaching water, and chemical amendments as required. In these situations the best use of the land may be to plant crops with high salt tolerance, or if the salt condition is severe, to adapted forage crops. Figures 4-1a, 1b, and 1c, Salt tolerance of field, vegetable, and forage crops (3), and Table 4-1, Relative salt tolerance of fruit crops (4), are included as guides to selecting crops suitable to these situations. In Figures 4-1a, 1b, and 1c the indicated salt tolerances apply to the period of rapid plant growth and maturation, from the late seedling stage onward. Crops in each category are ranked in order of decreasing salt tolerance. Width of the bar next to each crop indicates the effect of increasing salinity on yield.

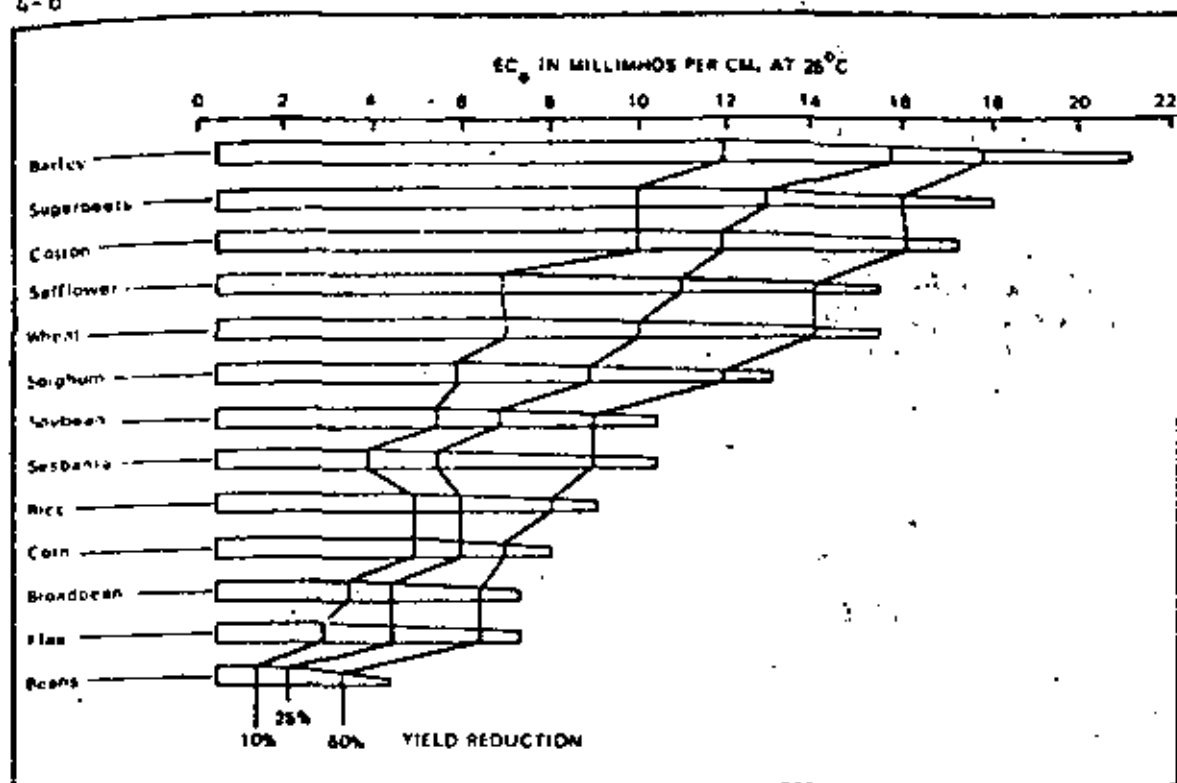


Figure 4-1a, Salt tolerance of field crops

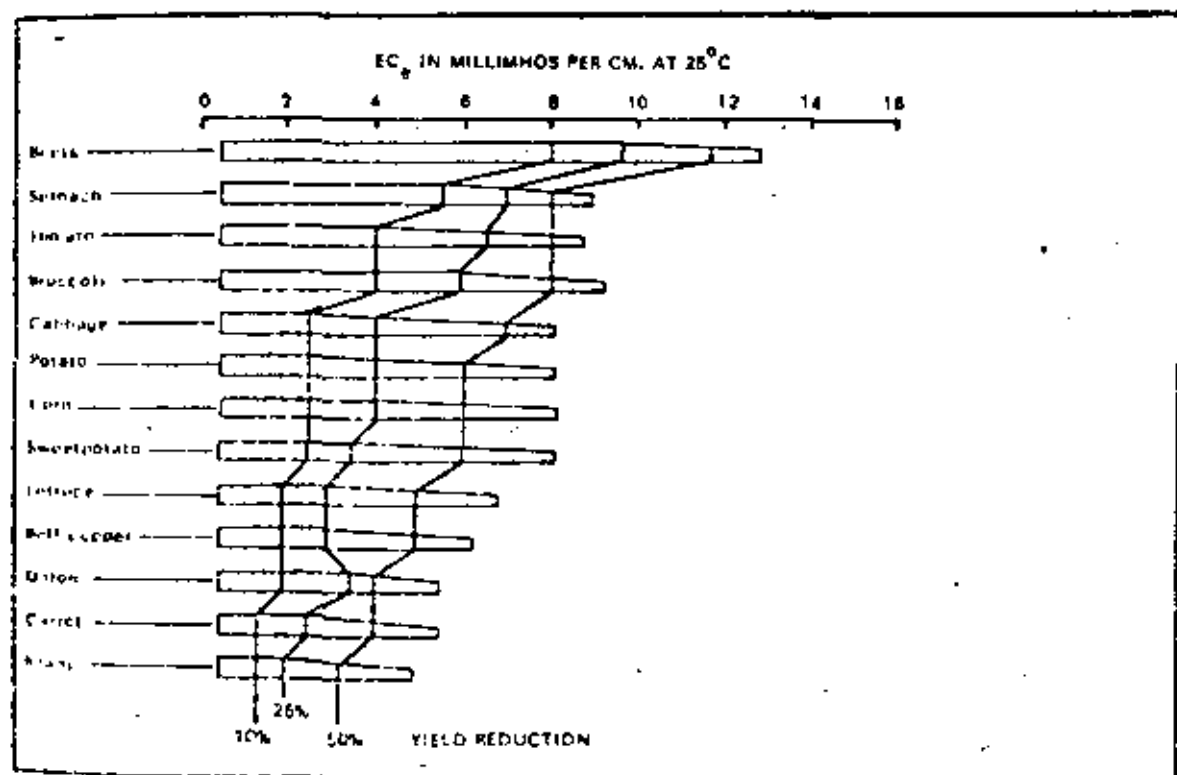


Figure 4-1b, Salt tolerance of vegetable crops

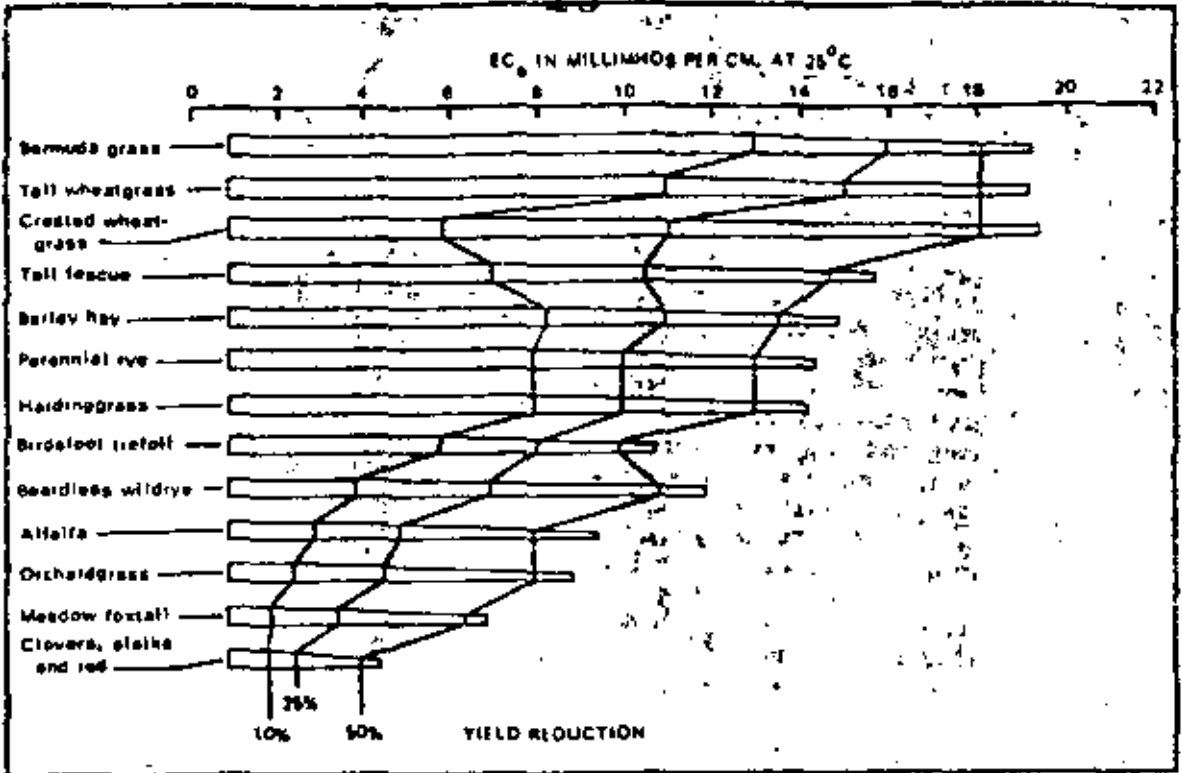


Figure 4-1c, Salt Tolerance of forage crops

Table 4-1, Relative salt tolerance of fruit crops

Crop	Electrical conductivity of saturation extracts (EC <sub>s</sub> ) at which yields decrease by about 10 percent <sup>1</sup>
	Millimhos per centimeter, at 25°C.
Date palm	8
Pomegranate	2-8
Fig	
Olive	
Grape	4
Muskmelon	3.6
Orange, grapefruit, lemon <sup>3</sup>	3-2.5
Apple, pear	2.5
Plum, prune, peach, apricot, almond	2.6
Boysenberry, blackberry, raspberry <sup>2</sup>	2.5-1.5
Avocado	2
Strawberry	1.6

<sup>1</sup> In gypsumiferous soils, EC readings for given soil salinities are about 2 millimhos per centimeter higher than for non-gypsumiferous soils. Date palm would be affected at 10 millimhos per centimeter, grapes at 6 millimhos per centimeter, etc., on gypsumiferous soils.

<sup>2</sup> Estimate.

<sup>3</sup> Lemon is more sensitive than orange and grapefruit; raspberry is more sensitive than boysenberry and blackberry.

Crosslines are placed at 10-, 25-, and 50-percent yield reductions. The relative growth and production of the various crops on saline and alkali soils will give an indication of the soil salinity.

#### Reclamation of saline and alkali soils

In most of the humid areas of the United States salinity is not a problem, as natural precipitation has leached most of the soluble salts from the soil. In the arid and semiarid regions, where precipitation is low, salinity and alkalinity are common problems. Saline soils, soils with a high percentage of soluble salt, can be reclaimed by leaching and drainage. Alkali soils, soils with a relatively high percentage of sodium salt, are not readily reclaimed by leaching and may require additional treatment with selected chemical amendments in connection with the leaching. Saline-alkali soils are a composite group having a high percentage of both soluble and insoluble salts and the reclamation of these soils may require chemical treatment or leaching with salty water prior to the usual leaching and drainage treatment.

Most of the irrigated areas in the arid and semiarid region have some soils that are saline, alkali, or both. This condition is common in the low-rainfall regions where the average annual precipitation is less than 20 inches. The drainage of saline and alkali soils generally requires drains that are deeper than are needed in areas of neutral or acid soils. The reason for this is that in saline and alkali areas harmful salts move upward by capillarity into the root zone, thereby limiting its useful depth. The required depth for drains in salty areas is to some degree related to the capillary rise in the particular soils and subsoils in the area. Assuming a free water-table level at the same depth, drains in soils with a high capillary rise will need to be deeper than in soils with a low capillary rise. This is illustrated in Figures 4-2a and 4-2b. As a general rule, subsurface drains in saline and alkali areas should range in depth from 6 to 10 feet.

Saline conditions are identified on some soil maps and these should be noted during the reconnaissance investigation. Alkalinity is not usually mapped as a part of regular soil surveys, unless by special request, as this requires special field or laboratory analyses. If during the reconnaissance, alkaline conditions are suspected, it is advisable to consult a soil scientist before proceeding further with extensive surveys and investigations. This is important at this stage of planning as the treatment of alkali soils, in addition to establishing subsurface drains, may increase the cost of the project to the extent that it may not be feasible.

#### Reclamation of saline soils

Saline soils can usually be improved through leaching, as the soluble salts present will go into solution and be removed with the drain water. Leaching in areas of high precipitation is a natural process after subsurface drainage is established. In arid and semiarid regions it is usually necessary to supply irrigation water to accomplish this leaching. Thus, the reclamation of saline soils can usually be accomplished through some type of leaching without the addition of chemical amendments. Adequate subsurface drainage is a prerequisite.

#### Reclamation of nonsaline-alkali soils

The treatment of nonsaline-alkali soils is different from that for saline soils as it may be impossible to leach the soil until after certain chemical amendments are added. Through alkalinization soil undergoes certain textural changes. These changes tend to destroy the original soil texture and leave the soil as a deflocculated mass. Alkali soils have the consistency of tar or heavy grease,

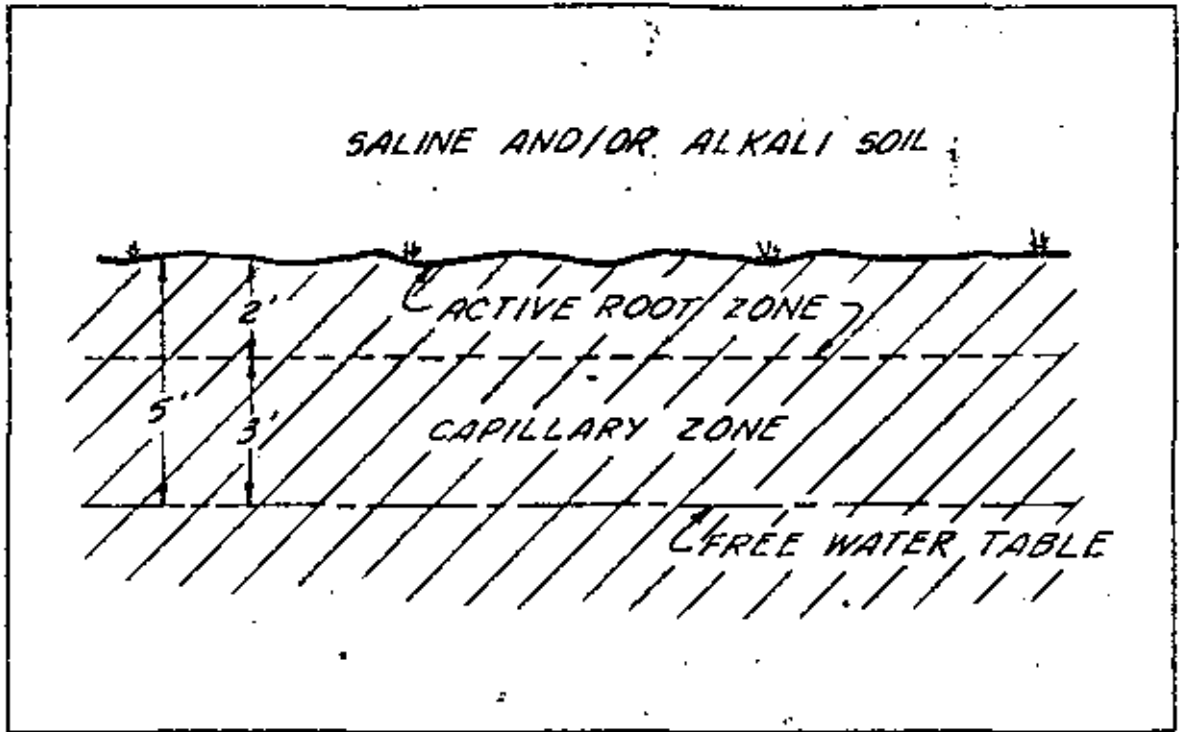


Figure 4-2a, Soil profile showing high capillarity

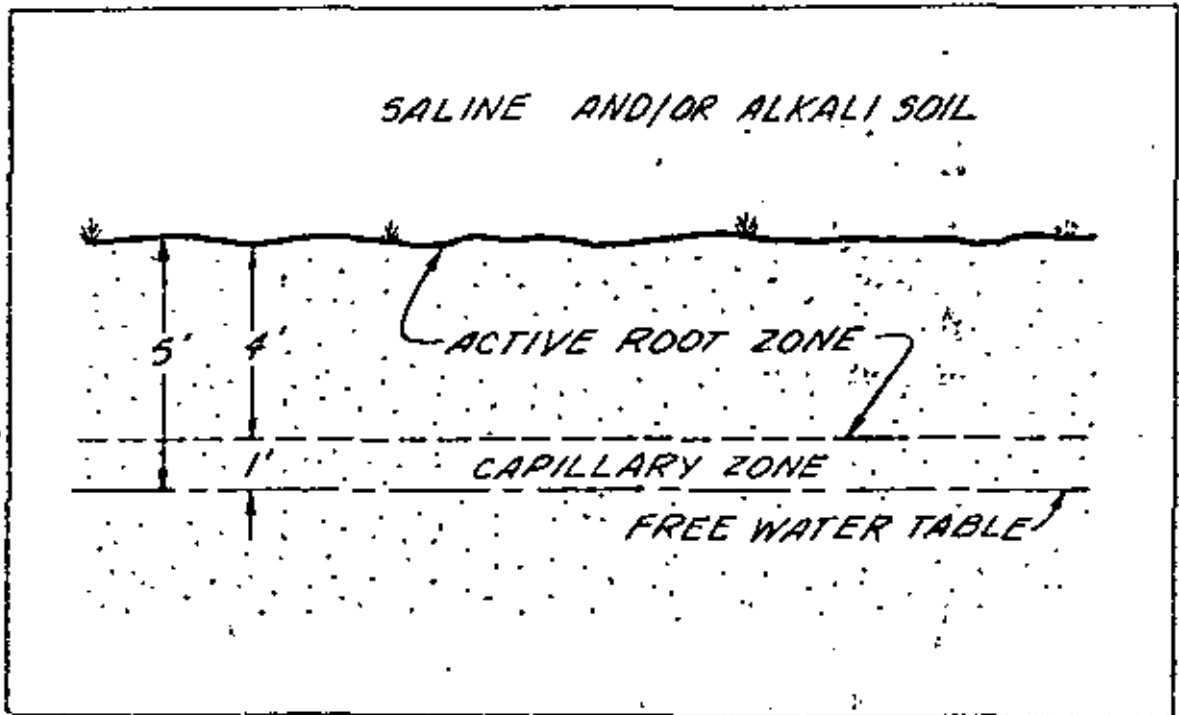


Figure 4-2b, Soil profile showing low capillarity

which is smooth and without texture. Spots of alkali soil in fields are often and appropriately referred to as "slick spots" meaning that they are void of vegetation and textureless. As alkalization progresses, the soil becomes less and less permeable. Strongly alkaline soils become virtually impermeable and impracticable to drain under most conditions.

It is highly important that nonsaline-alkali soils be recognized as such before attempting to establish subsurface drainage. These soils have lost some of their internal drainage characteristics and may not drain properly regardless of the type of drainage system installed. Where it is economically feasible to reclaim these soils, chemical treatment may be necessary to flocculate the soil particles and restore soil permeability before leaching and drainage. Some of the chemical amendments commonly used are calcium chloride, gypsum (calcium sulfate), sulphur, and sulphuric acid. The kind and amount of amendment applied must be based on recommendations from a laboratory following an analysis of representative soil samples.

#### Reclamation of saline-alkali soils

The treatment of saline-alkali soils is much the same as for nonsaline-alkali soils. Certain chemical amendments may be required, based on laboratory analyses of soil samples. Field identification of saline-alkali soils is difficult as they may exhibit characteristics of both saline and nonsaline-alkali soils. As pointed out in the definition of saline-alkali soils, they may be flocculated due to the presence of excess salts and may have a permeability equal to or higher than nonsaline soils. This is often misleading and may give the impression that soils can be reclaimed through simple leaching. Actually this may not be the case because leaching will remove the soluble salts, thereby causing the soils to become strongly alkaline and the permeability greatly reduced.

#### Boron

Boron toxicity is a problem in parts of the arid and semiarid regions of southwestern United States. Boron has been found to be present in scattered areas of desert soils that have been reclaimed for irrigation. It is usually associated with saline and alkali soils; however, this is probably accidental as most soils in this general area are salty soils. Boron is essential to the normal growth of all plants but the concentration required is very small, less than 1.0 ppm, and if exceeded may cause plant injury. Certain plant species vary both in boron requirement and in boron tolerance. The concentrations necessary for the growth of plants having a high boron requirement may also be toxic to plants sensitive to boron. This makes it very difficult, if not impossible, to generalize on boron limitations for certain areas without considering the crops and their respective tolerance to boron.

In areas where excess boron occurs, in the soil or in the irrigation water used, boron-tolerant crops should be grown. Table 4-2 indicates the relative boron tolerance of a number of crops grown in areas known to have excess boron.

Symptoms of boron injury may include characteristic chlorosis and necrosis although some boron-sensitive species do not show visible symptoms. Citrus, avocados, persimmons, and many other species develop a tipburn or marginal burn of mature leaves. Boron injury to walnut leaves is characterized by marginal burn and brown-necrotic areas between the veins. Stone-fruit trees, apples, and pears are sensitive to boron, but do not develop typical leaf symptoms. Cotton, grapes, potatoes, beans, peas, and several other plants show marginal burning and a cupping of the leaf that results from a restriction of the growth of the marginal area.

Table 4-2, Boron tolerance of crops (2).

Sensitive	Semitolerant	Tolerant
Pecan	Potato	Asparagus
Walnut	Cotton	Date Palm
Artichoke	Tomato	Sugar Beet
Navy Bean	Radish	Garden Beet
Plum	Peas	Alfalfa
Pear	Olive	Broadbean
Apple	Barley	Onion
Grape	Wheat	Turnip
Fig	Corn	Cabbage
Persimmon	Milo	Lettuce
Cherry	Oat	Carrot
Peach	Pumpkin	
Apricot	Pepper	
Blackberry	Sweet Potato	
Orange	Lima Bean	
Avocado		
Grapefruit		
Lemon		

Current information on boron tolerance does not permit the establishment of definite permissible limits for the three classifications shown in this table. It is thought that the approximate range from sensitive to tolerant is 0.7 ppm to 2.0 ppm of boron.

High levels of boron in soils can usually be reduced through leaching; however, this varies with soil types. Leaching of boron is a slow process and usually requires three to four times as much leaching water as is required for saline and alkali soils. The most economical treatment of boron-affected soils may be to switch to boron-tolerant crops and to apply excess irrigation water (leaching requirement) for a period of several years. This will not deprive the operator of crop income during the leaching process. Good subsurface drainage is always a prerequisite for proper leaching.

#### Planning Subsurface Drainage

One of the most important phases of planning subsurface drainage is to compile and analyze the field data collected through various surveys, investigations, and studies. Investigations for subsurface drainage are difficult because subsoil and ground-water conditions are not evident through visual inspection of wet areas. Various methods and techniques have been developed whereby these conditions can be determined and made evident through a graphical or statistical presentation. The following is a discussion of some of the methods and procedures commonly used.

#### Observation well hydrographs

Water-table elevation should be plotted against time on profile paper, cross-section paper, or preferably, printed hydrograph sheets. The time scale which is usually on the abscissa (horizontal) is graduated in days, by months, for a 1-year period. The elevation scale is usually on the ordinate (vertical) and is graduated in feet and tenths to cover the anticipated fluctuation range of the water table. Observation well hydrographs are used where a series of water-table readings are taken at a single-well location for at least a 1-year period or over a cropping or seasonal weather cycle. By plotting these



on a hydrograph sheet it is possible, at a glance, to visualize the water-table behavior at that well. Figure 4-3 illustrates a hydrograph showing two plots; one for a well in an irrigated area and one for a well in a non-irrigated or dryland area.

Observation well hydrographs are often helpful in determining the source of ground water. In the humid area the ground water is usually highest in the late spring at the base of slopes joining uplands and in narrow valleys where deep seeps and artesian water are often present. In irrigated areas ground-water levels tend to build up through the irrigation season reaching a peak at the end of the irrigation period. The illustration shown is for a single-crop area where the highest ground water usually occurs in September or October. In areas where multiple cropping is practiced this will vary with the periods of irrigation. In nonirrigated or dryland areas where accretions to ground water are from precipitation, ground-water levels tend to peak in the spring or early summer months, or after the rainy season. From this it is obvious that well hydrographs may indicate the source of water causing the high water-table condition, i.e., from precipitation or irrigation water.

Figure 4-4 is a hydrograph for a specific observation well in an irrigated area, which also shows a log of the subsurface materials. This type of hydrograph is often very helpful in relating fluctuations of the water table to specific underground strata. It is also an aid to determining the proper drain depth to take advantage of the most permeable strata. This combination hydrograph-log-type representation is preferred by some engineers.

#### Profile flow patterns

Profile flow patterns may be shown by plotting the surface of the ground, information on subsoil materials, and hydraulic-head values at points where measurements have been made with piezometers. Lines should be drawn to connect points of equal hydraulic head. Convenient hydraulic-head intervals may be selected extending over the range of measured values for hydraulic head. Usually an interval is selected that allows a number of equal hydraulic-head lines to be sketched on the same profile. The component of flow in the plane of the profile is normal to lines of equal hydraulic head if the profile section is plotted on a one to one scale. Using this scale, flow lines can be sketched in at right angles to the equal hydraulic-head lines, with arrows to show the direction of flow. If the vertical scale is exaggerated, the relation between stream lines and equal hydraulic-head lines on the plotted profile is no longer rectangular. Where the vertical and horizontal scales are not equal, the hydraulic-head distribution may be plotted, but flow lines should not be drawn.

A vertical component of flow is indicated where the hydraulic head changes. This component may be either up or down. An equal hydraulic-head line may intercept the water table at any angle, depending on the direction of flow. The water table is not necessarily a flow line as is often assumed, although it may be. A component of upward flow that exists below the water table may continue upward through the soil above the water table to the soil surface by capillarity. Likewise, downward flow may occur in the unsaturated soil above the water table. This is discussed in more detail in Chapter 1, and is illustrated by Figures 1-1 and 1-2 in Chapter 1.

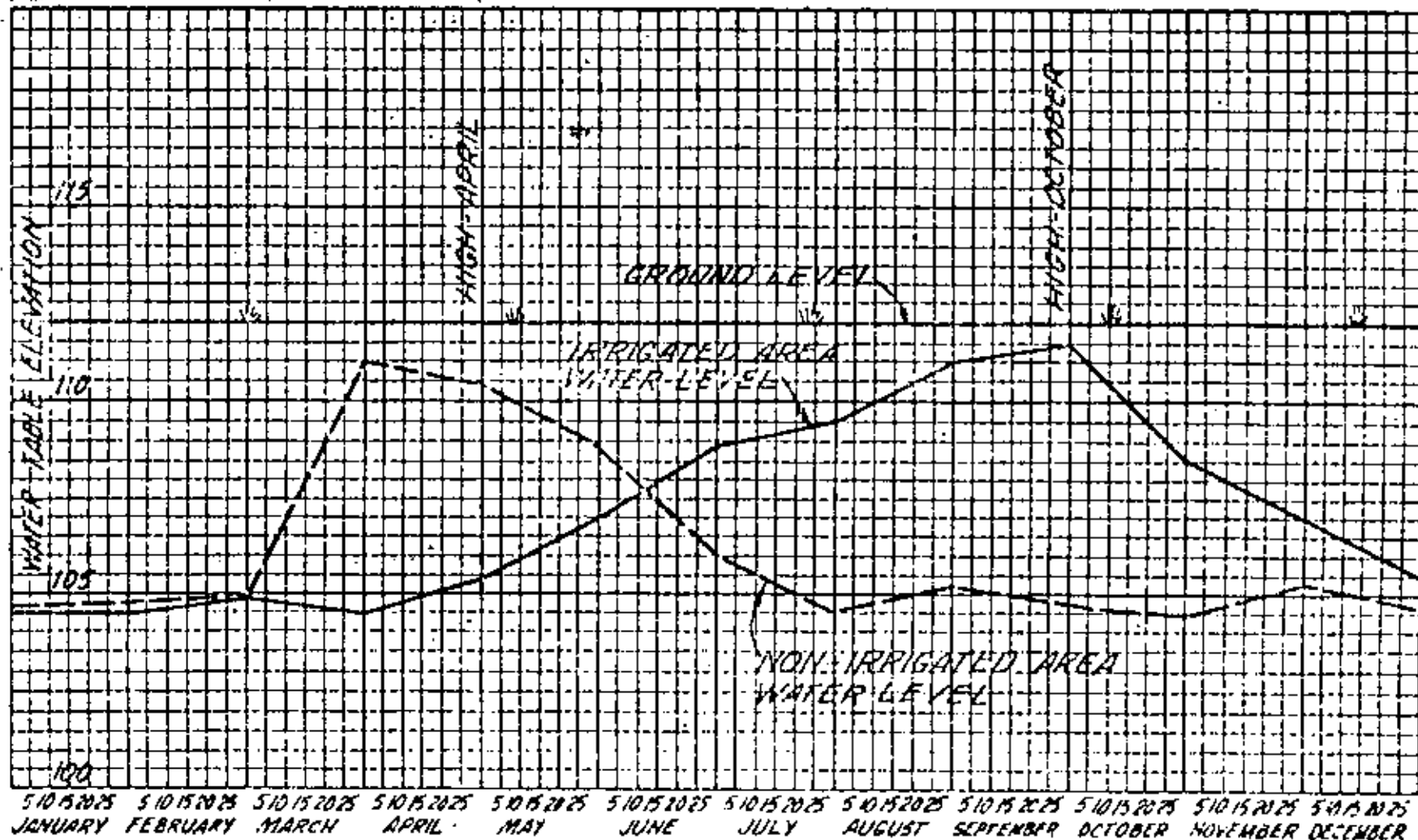


Figure 4-3, Observation well hydrograph

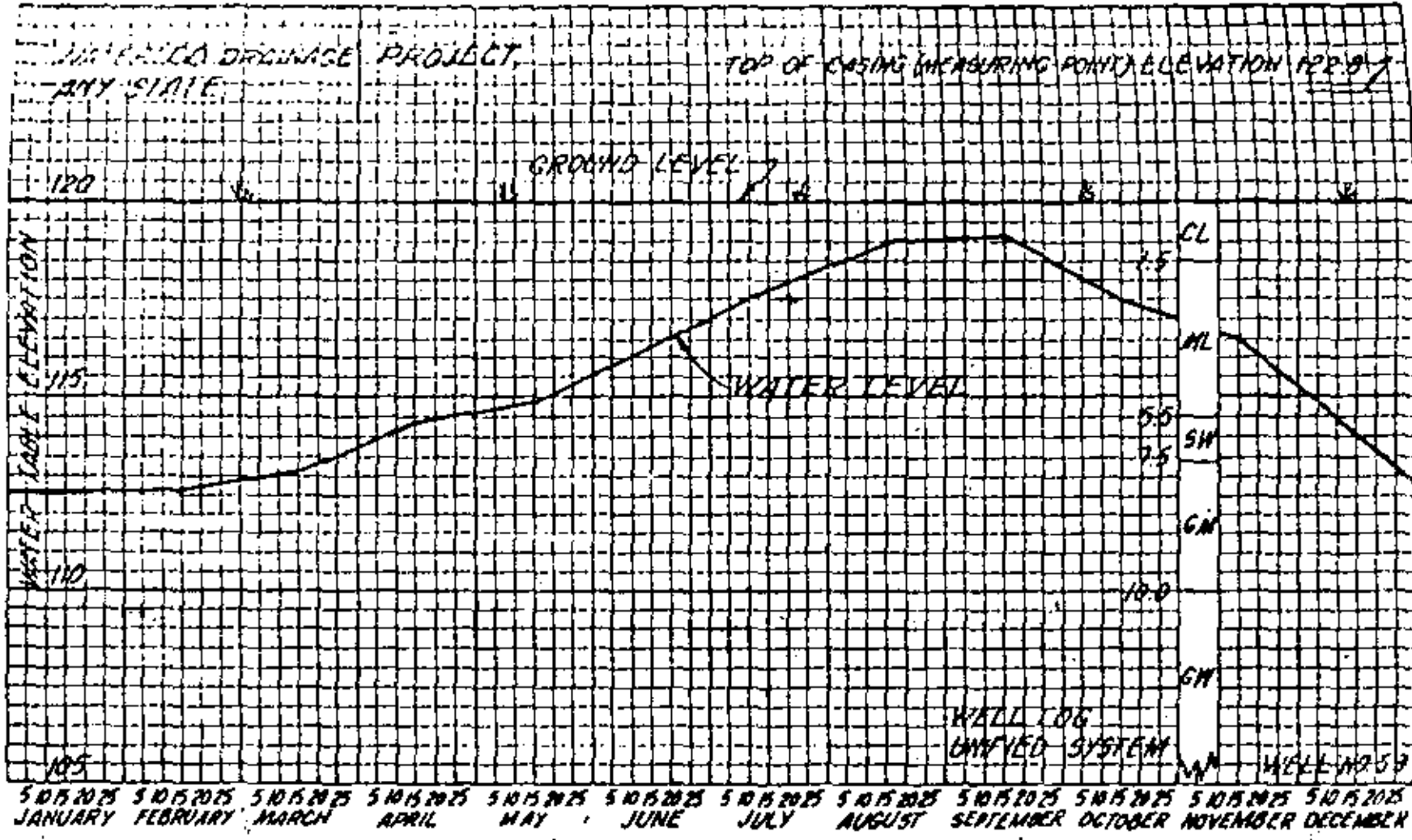


Figure 4-4, Observation well hydrograph

### Ground-water contour maps

The elevation of the water table at a particular time at selected points may be plotted on the base map of the project area. These are usually plotted on a rectangular grid pattern on which ground elevations are noted, or on a contour map. By interpolation, lines of equal water-table elevation may be drawn on the map. These lines are referred to as ground-water contours and the completed map is referred to as a ground-water contour map. Such a map shows the configuration of the surface of the water table on a particular date in the area under consideration.

Figure 4-5 is an illustration of a ground-water contour map. Water-table elevations are shown on a rectangular grid pattern of 660 feet or at the corners of each 10-acre tract. By interpolation ground-water contours have been drawn on a 5-foot-vertical interval. From visual inspection the direction of ground-water flow is evident as indicated by the arrows shown. The hydraulic gradient or slope of the water-table surface varies from about 1 to 2 feet per 100 feet and can be determined for any specific area by dividing the contour interval by the scaled distance between contour lines. From visual inspection it is obvious that there is a high mound of ground water extending from the northwest corner toward the southeast corner diagonally across the field. This suggests a source of excess ground water in the northwest portion of the field or possibly in adjacent fields to the northwest.

To be of most use as a tool in planning subsurface drainage, ground-water contour maps should be superimposed on topographic maps to give the relationship between surface configuration and water-table configuration. This is illustrated in Figure 4-6 where ground-surface contours are shown as solid lines and ground-water contours are shown as dashed lines. At any specific point on the map, the depth to water table is the difference in elevation between the surface contour and the ground-water contour.

Figure 4-6 is an example of a ground-water contour map showing a high water table caused by canal seepage. This map shows an irrigated tract containing 960 acres, 100 acres of which are subject to a high water table. All land, both above and below the canal (Scott Canal), is irrigated. The wetland is located in one tract immediately below and adjacent to the canal. The "depth to water" information was developed by obtaining the difference between the elevations of surface contours and ground-water contours. The arrows on the map indicate the direction of ground-water flow which is perpendicular to the ground-water contours. From the map it appears obvious that the problem involves canal seepage. This is substantiated by the fact that there is very little wetland above the canal; that the wet area is in a fan-shaped tract adjacent to and below the canal, and that the direction of ground-water flow is outward from the area of highest water table adjacent to the canal. Having determined that canal seepage causes the wet condition, the section or sections of the canal that are seeping and will require lining or other treatment are then determined. In this example a rough location can be made by projecting the arrows showing the direction of flow to the point or points where they intersect the irrigation canal. To simplify this presentation, this example was selected to show a situation where the canal was leaking at only one point. In most cases, canals will be found to be leaking at several points, and it may be more difficult to "pinpoint" the leaky reaches; however, the general method of investigation would be the same. An examination of the materials in the canal bed would be necessary in planning remedial measures.

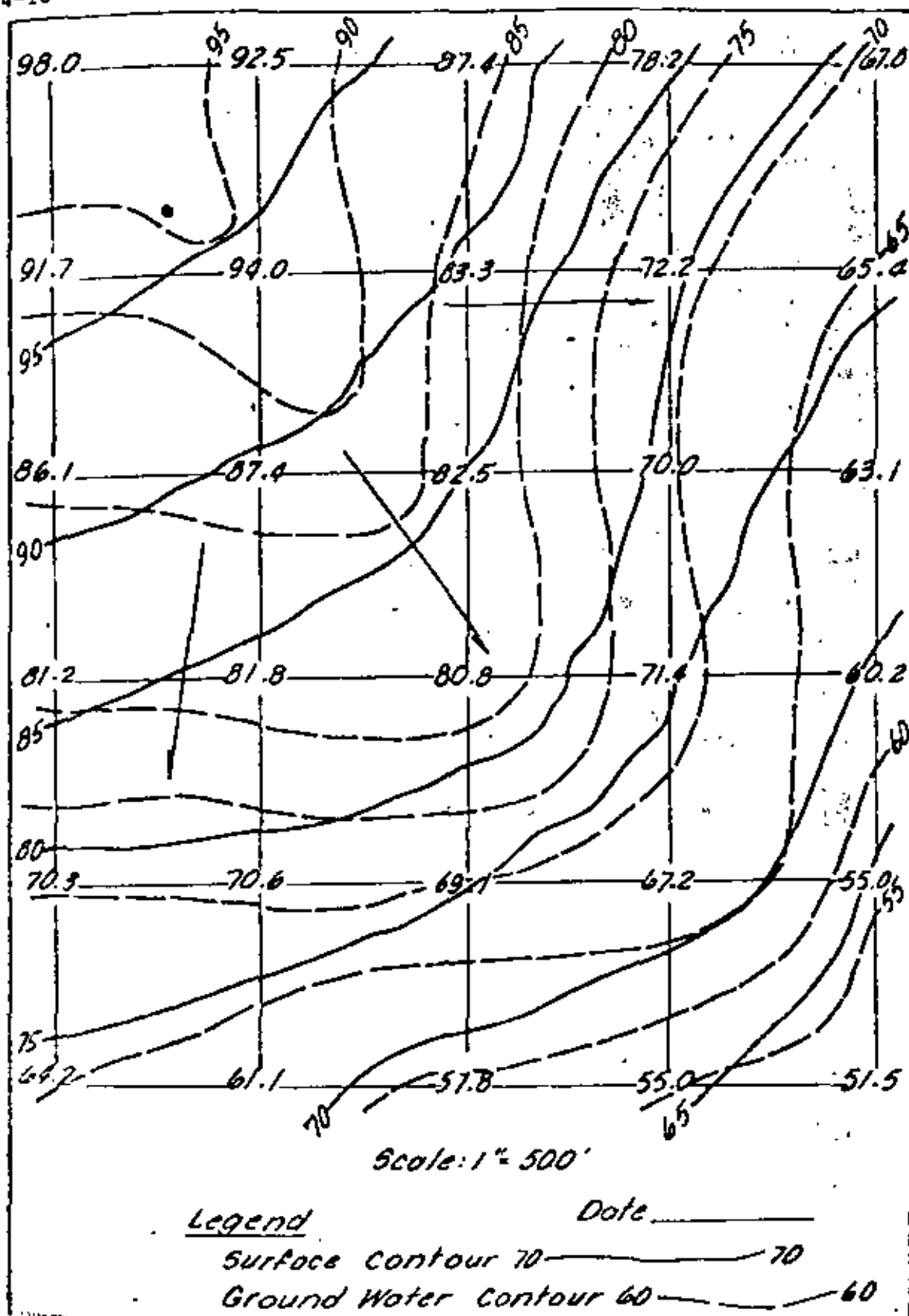


Figure 4-5. Typical ground-water contour map

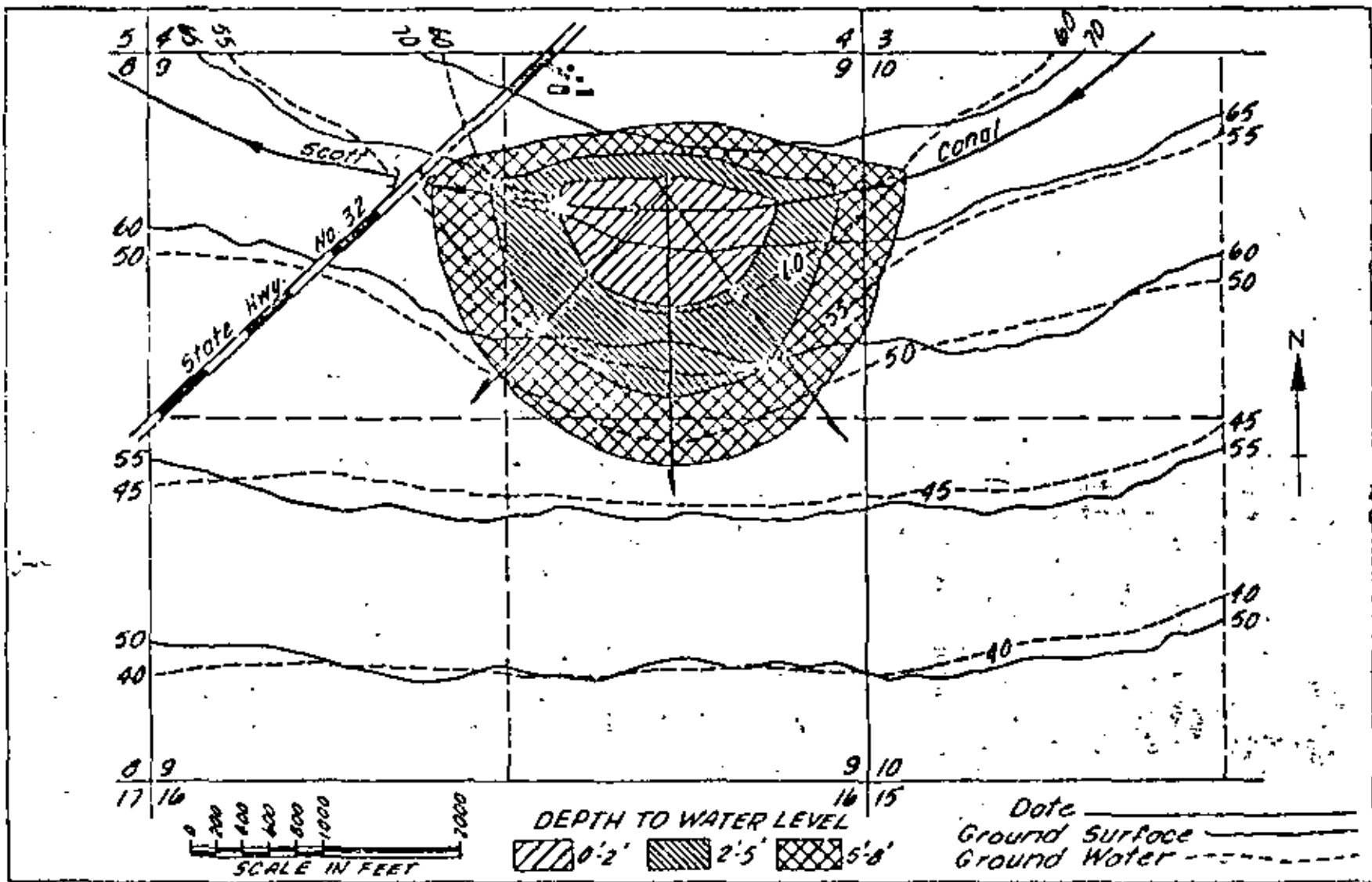


Figure 4-6, Working drawing (canal seepage)

The map shown as Figure 4-7 illustrates the use of ground-water contours in detecting and locating an underground barrier or impermeable material causing a high water table. These situations are common in alluvial flood-plain areas adjacent to major streams. When detected, these situations usually are easily corrected by installing relief drains through the impermeable barrier or immediately upslope and parallel to the barrier. Figure 4-7 shows an irrigated tract located on the flood plain of a major stream. A strip of land about 1,500 feet wide and paralleling the stream is subject to a high water table and is too wet for good production. Surface contours are shown on a 5-foot-vertical interval and ground-water contours (dashed lines) above the barrier are shown on a 1-foot interval. The direction of ground-water flow is directly to the stream. An examination of this map shows that the ground-water contours are closely spaced above the 20-foot contour. This indicates a steep water-table gradient in this area. Above or north of the 33-foot-ground-water contour the spacing of contours is wide indicating a flat gradient. This sharp break in the slope of the water-table gradient indicates the presence of less permeable material or a barrier to ground-water flow in the region of the slope break.

Figure 4-8, Section A-A, shows a cross-sectional profile of the flood-plain area as shown in Figure 4-7. It is sometimes easier to visualize these features from a profile than from a topographic map; however, the extent of the problem or problem area can be shown only on a horizontal projection.

Through the construction of this contour map and profile the position of the barrier or less permeable material has been located within broad limits. At this stage, additional borings will probably be needed in the vicinity of the barrier to make a more detailed investigation of the nature of materials present and the extent of the barrier.

The preceding examples illustrate two of the many uses of ground-water contour maps in solving difficult subsurface drainage problems. Cross-sectional profiles showing surface and water-table elevations, similar to Figure 4-8, often are helpful with investigations of localized problems. There are no exact rules governing the methods to be used in each situation. The drainage engineer must analyze each problem individually and set up a schedule for obtaining the information and data needed to develop the profile and contour maps required to analyze the problem.

#### Depth to water-table map

The depth to water, i.e., difference in elevation between the ground surface and the water table, should be plotted at selected points on a suitable base map. The lines of equal depth to water table are drawn. The completed map, sometimes referred to as an "isobath map," will show areal delineation of depth to water, which is usually the criteria for determining the need and extent of the wet area needing drainage. Figures 4-6 and 4-7 both illustrate this type of map. Areas with fixed ranges of depth to water table may be delineated and crosshatched or colored to show a graphic picture. A map of this kind is a valuable aid in discussing the project with landowners and is sometimes used as a basis for determining assessments for construction by the local sponsoring groups.

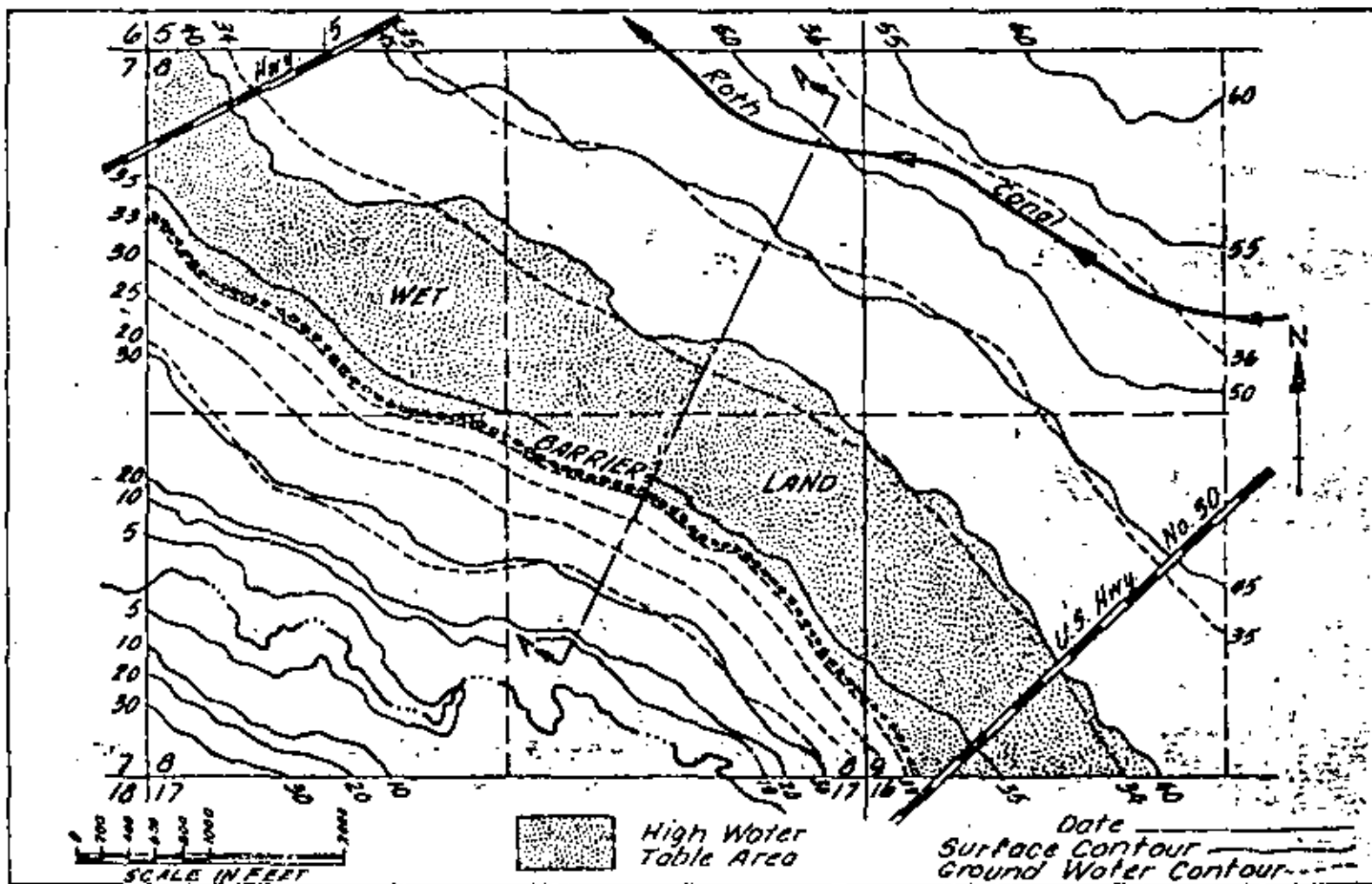


Figure 4-7, Surface contour above ground-water contour



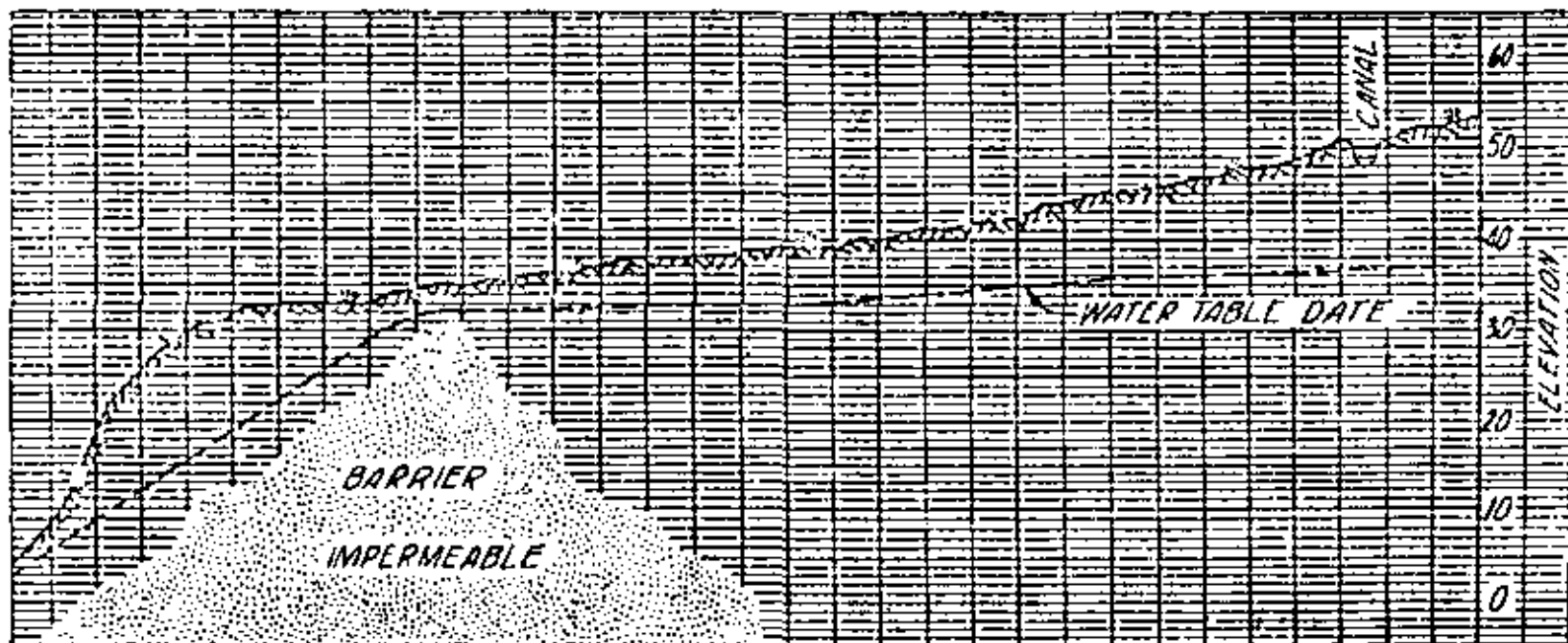


Figure 4-8, Profile section A-A, Figure 4-7

Classification of subsurface drainage

27

General.

From a functional point of view, subsurface drainage falls into two classes: relief and interception drainage. Relief drainage is used to lower a high water table which is generally flat or of very low gradient. Interception drainage is to intercept, reduce the flow, and lower the flowline of the water in the problem area. In planning a subsurface drainage system, the designer must evaluate the various site conditions and decide whether to use relief or interception drainage.

Relief drainage

Open ditches. - Ditches used for subsurface drainage may carry both surface and subsurface water. Because of their required depth they have the capacity for a wide range of flow conditions. Ditches are best adapted to large flat fields where lack of grade, soil characteristics, or economic conditions do not favor buried drains. The advantages in using ditches include the following:

1. They usually have lower initial cost than drains.
2. Inspection of ditches is easier than inspection of drains.
3. They are applicable in some organic soils where drains are not suitable due to subsidence.
4. Ditches may be used on a very flat gradient where the permissible depth of the outlet is not adequate to permit the installation of drains having the minimum required grade.

The disadvantages in using ditches are as follows:

1. Ditches require considerable rights-of-way which reduce the area of land available for cropping. This is particularly applicable in unstable soils where flat side slopes are required.
2. Ditches usually require more frequent and costly maintenance than drains.

Buried drains. - Drains refer to any type buried conduit with open joints or perforations which collect and/or convey drainage water. Drains may be fabricated from clay, concrete, bituminized fiber, metal, plastic, or other materials of suitable quality. Drains, if properly installed, require little maintenance. They are usually preferred by landowners as they are buried and no land is removed from cultivation and maintenance is considerably less than for ditches.

The topography of the land to be drained and the position, level, and annual fluctuation of the water table are all factors to be considered in determining the proper type of drainage system for a given site. Relief drainage systems are classified into four general types: parallel, herringbone, double main, and random. (Refer to Figure 4-9).

Parallel system. - - The parallel system consists of parallel lateral drains located perpendicular to the main drain. The laterals in the system may be spaced at any interval consistent with site conditions. This system is used on flat, regularly shaped fields and on soils of uniform permeability. Variations of the parallel system are often used with other patterns. (Figure 4-9a).

**Herringbone system.** - - The herringbone system consists of parallel lateral drains that enter the main drain at an angle from either or both sides. This system usually is used where the main or submain drain lies in a depression. It also may be used where the main drain is located in the direction of the major slope and the desired grade of the lateral drains is obtained by varying the angle of confluence with the main. This pattern is used with other patterns in laying out a composite pattern on small or irregular areas. (Figure 4-9b).

**Double-main system.** - - The double-main system is a modification of the herringbone system and is applicable where a depression, which is frequently a natural watercourse, divides the field to be drained. Occasionally the depressional area may be wet because of seepage coming from the higher ground. Placing a main drain on each side of the depression serves a dual purpose; it intercepts the ground water moving to the natural watercourse and provides an outlet for the lateral drains. (Figure 4-9c).

**Random system.** - - A random system of drains is used where the topography is undulating or rolling and contains scattered isolated wet areas. The main drain, for efficiency, is usually placed in the swales rather than in deep cuts through ridges. If the individual wet areas are large, the arrangement of submain and lateral drains for each area may utilize the parallel or herringbone pattern to provide the required drainage. (Figure 4-9d).

**Pumping system (ground-water removal).** - This type of removal applies to deep well drainage where the drawdown is extensive and does not include shallow water-table control such as obtained by pumping suck or tide-water areas. The objective of all subsurface drainage work is to lower and maintain the water table at some level suitable for proper crop growth. This is usually accomplished by the installation of relatively deep subsurface drains. Water-table levels also may be controlled by pumping from the ground-water reservoir to lower and maintain the desired water-table level. In some irrigated areas where irrigation water is obtained from wells, the practices of irrigation and drainage both may be effected by the pumping of wells. This combination practice is limited to those areas with low salinity where it is possible to maintain a proper salt balance. In salty areas where pumping is used to effect drainage and where the quality of the drain water is poor, the drain water usually is discharged into a drainage outlet and not directly reused for irrigation. In some cases it is possible to mix the drain effluent with water of high quality and thereby obtain water suitable for irrigation.

The investigations necessary for planning a drainage facility, using pumps to lower the water-table level, can be quite complex. Detailed information on the geologic conditions and the permeability of soil and subsoil materials are very important. Design involves anticipating what the shape and configuration of the zone of depression will be after pumping. This, in turn, involves the use of wells to position properly their areas of influence and obtain the desired drawdown over the area to be drained. Usually it is desirable to install test wells to determine the drawdown and spacing of wells. Consultation with a geologist is desirable.

Field experience with this type of drainage installation indicates that, in general, pumping from wells is costly and it is difficult to obtain a satisfactory benefit-cost ratio. Consideration for this type of facility should be limited to high-producing lands with a high-return value per acre.

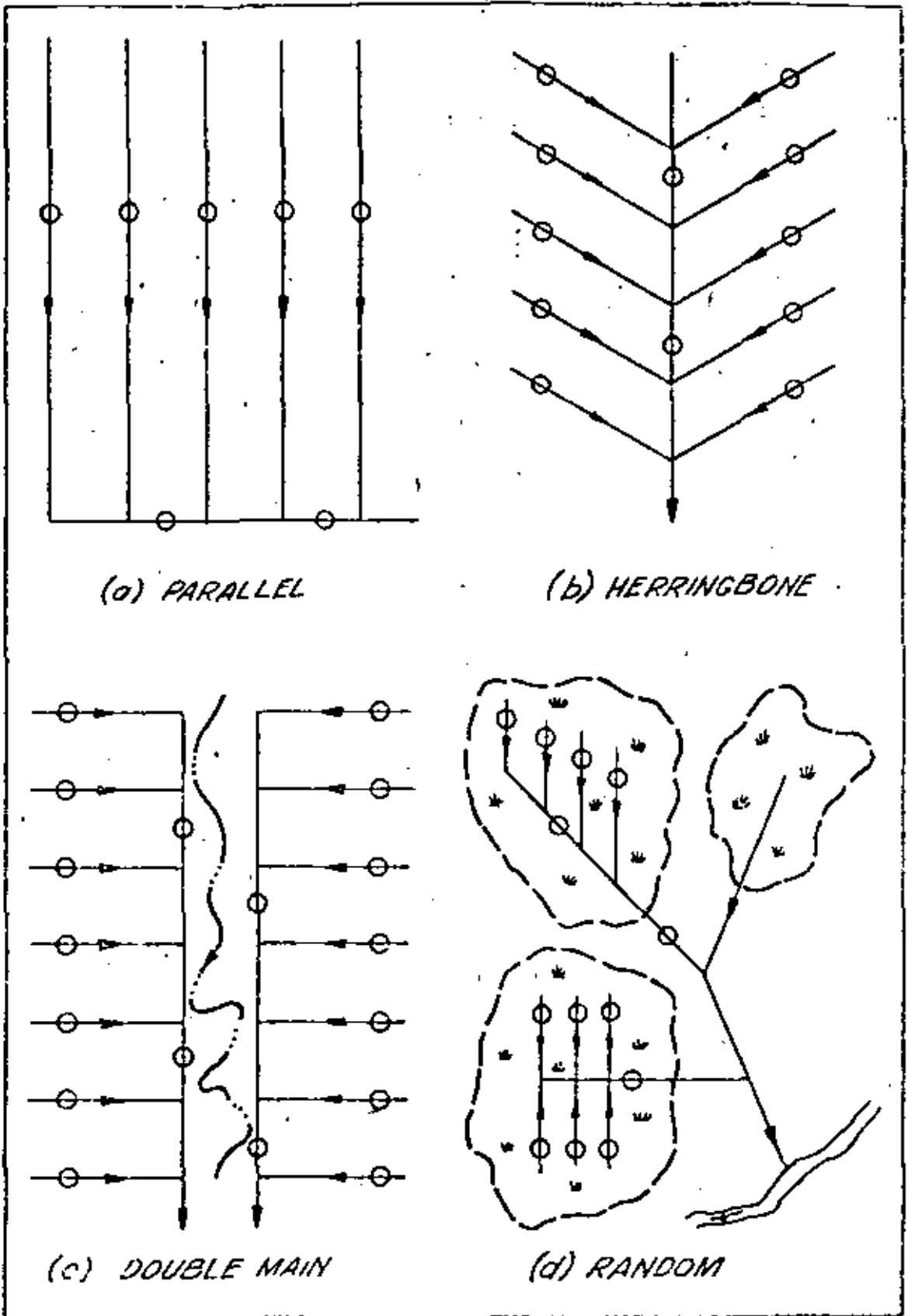


Figure 4-9, Types of drainage collection systems

Combination system. - Combination systems or dual-purpose systems are names that have been given drainage systems that provide both surface and subsurface drainage. In this type of system any combination of open ditches and buried drains may be used. In areas with soils of low permeability which require close spacing of buried drains, it is common practice to use drainage field ditches for surface collectors, drains for subsurface collectors, and ditch-type drainage mains and laterals for disposal. In soils of high permeability such as Indiana and Michigan sands and some coastal plain soils, a field-border ditch for surface water collection is all that may be needed. Drop structures are required where surface collectors discharge into deep open ditches. Buried drains are seldom used to collect or dispose of surface water. The reasons for this are (a) surface waters usually carry debris which may lodge in the drain and cause a plug to form, and (b) surface flows are subject to large variations which dictate a large and expensive drain.

Mole drains. - Mole drains are unlined, approximately egg-shaped earthen channels, formed in highly cohesive or fibrous soil by a moling plow. The moling plow has a long blade-like coulter to which is attached a cylindrical bullet-nosed plug, known as the mole. As the plow is drawn through the soil, the mole forms the cavity, at a set depth, parallel to the ground surface over which the plow is drawn. Heaving and fracturing of mineral soil by the coulter and mole leave fissures and cracks which open up toward the mole and coulter slit. These provide escape routes through the soil profile and into the mole cavity for water trapped at the surface or water that has percolated into the soil.

Mole drains, when properly installed in locations with soils suitable for them, provide drainage for 3 to 5 years and may, with diminishing effectiveness, provide drainage for as much as 5 years longer. /

Cultivation of moled lands with heavy equipment reduces the effective life of such drains.

Vertical drains. - Vertical drains or drainage wells, as they are frequently called, have been used as outlets for both surface and subsurface drains. They have been used where gravity outlets were not available or where the cost of obtaining gravity outlets was prohibitive.

Vertical drains must penetrate a suitable aquifer which is capable of absorbing the drainage flow. Investigations for vertical drains must be in sufficient detail to determine that such an aquifer is present and that it is capable of absorbing the expected drainage discharge for an indefinite period of time. This requires a geologic determination made in conjunction with a geologist. It is usually necessary to make a test boring or borings to determine the magnitude, thickness, depth, and extent of the aquifer in question. Laboratory work may be required to determine the physical and chemical properties of the aquifer material.

Vertical drains are wells in which the direction of flow is reversed. Most of the design principles and criteria applicable to water wells are applicable to vertical drains. The major difference is that relatively clean ground water is pumped from water wells; whereas, drainage water discharged into vertical drains may contain significant quantities of salt, sediment, and debris. Unless these pollutants are removed from the drainage effluent before it enters the vertical drain, they tend to plug and seal the drain. Service experience with vertical drains has been disappointing because of the large

percent of vertical drains that seal up and become ineffective in a relatively short period of time.

Drainage water that is discharged into underground aquifers usually contains pollutants in solution, in addition to the sediment and debris mentioned above. These pollutants may percolate into other aquifers or areas where wells are used for a domestic water supply. For this reason there is danger of contaminating water supplies and most states working with the Public Health Service have enacted laws controlling this practice. Some states forbid the use of drainage wells and others require that a permit be obtained.

#### Interception drains

General. - Interception drains may be either open ditches or buried drains. Proper location of either type is very important. The location and depth required usually are determined through extensive borings and ground-water studies.

Open ditches. - The ditch type interceptor may serve to collect both surface and ground-water flow. It must have sufficient depth to intercept the ground-water flow. Such ditches usually have excess capacity at the required depth. The interception ditch frequently is used to intercept the surface and ground-water flow at the base of a slope.

Buried drains. - Peculiar or unusual subsurface formations or ground-water conditions may be responsible for a high water table in certain local areas. Likewise, abrupt changes in topographic features may cause certain areas to be subject to a high water table. These situations are difficult to describe. Figures 4-10 through 4-12 are diagrammatic sketches of a few combinations of subsurface materials, topography, and ground-water conditions which may cause a high water table.

Figure 4-10 is a sketch of a cross section of one-half of a valley area. This illustrates an interception drain located at the base of hill land or at the base of a higher terrace or bench. This is a common situation in large stream valleys where the valley lands are subject to seepage from uplands. Often high benches or terraces are subject to seepage from higher land. Many investigations of these situations have shown that wet or high water-table areas usually occur near the base of the terrace and extend for some distance toward the river or stream. Ground-water investigations generally disclose that the water-table surface is close to a straight line or flat curve extending from the water surface in the stream to some distant point beneath the terrace or bench. The wet area exists because of an abrupt change in topography at this point which brings the land surface near to, or in contact with, the water-table surface. The corrective measure, as indicated, is to lower the water table in this area by an interception drain. Some open interception ditches are susceptible to damage from flood flows, causing erosion or channel changes, and use of drains instead of open ditches may avoid such hazards.

Figure 4-11 is a sketch to illustrate an interception drain located upslope above a barrier of impermeable material. Under natural conditions this barrier causes a reduction in the depth or thickness of the aquifer, and in turn, causes the hydraulic grade line or water-table surface to "daylight," or rise to or near the ground surface. This causes a wet or seep area near the barrier. This situation is often found in alluvial flood plains where ancient channel changes have built up barriers of fine-grained sediments, sometimes referred to as slack-water deposits. This condition is difficult

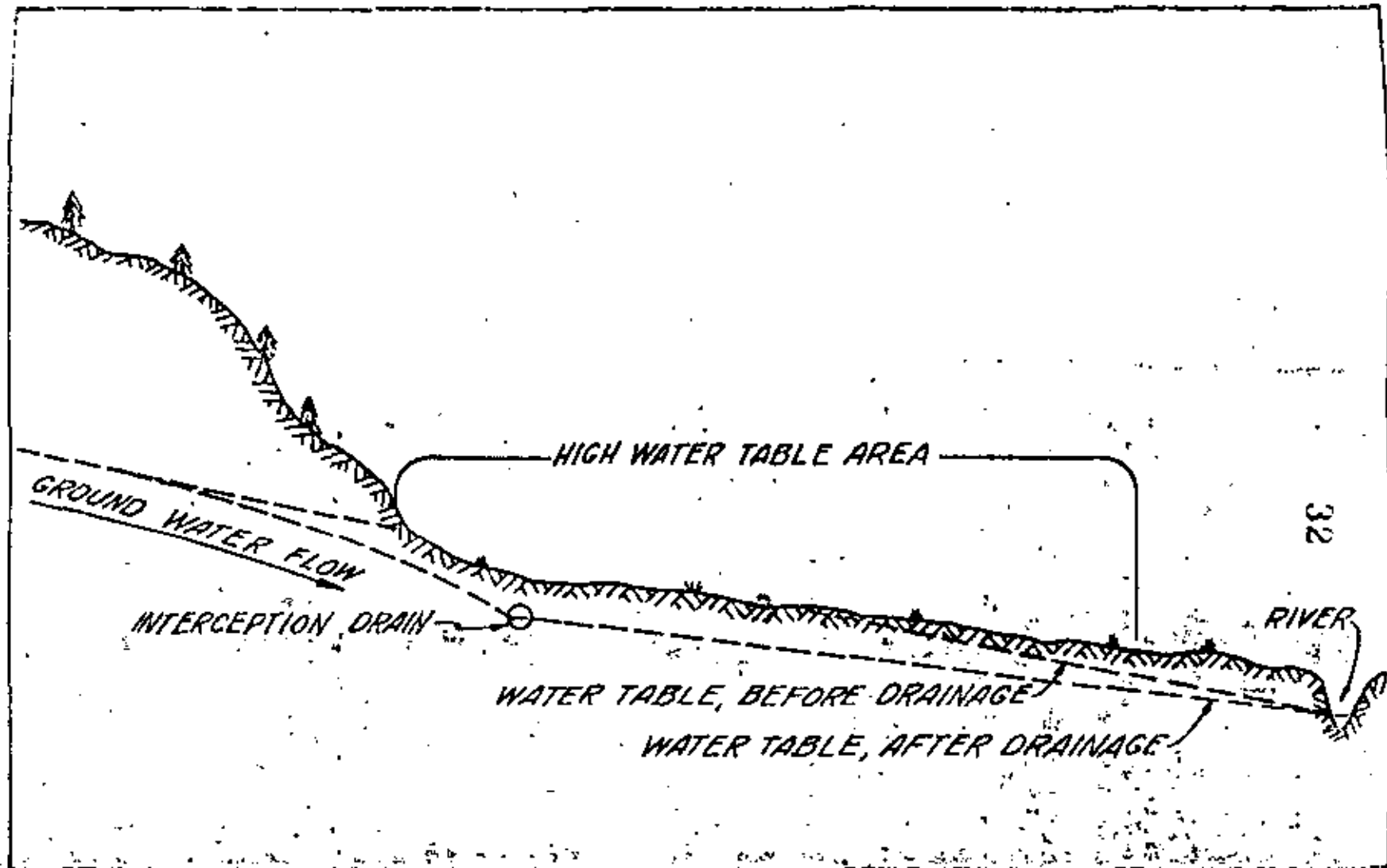


Figure 4-10, Interception drain in a valley area

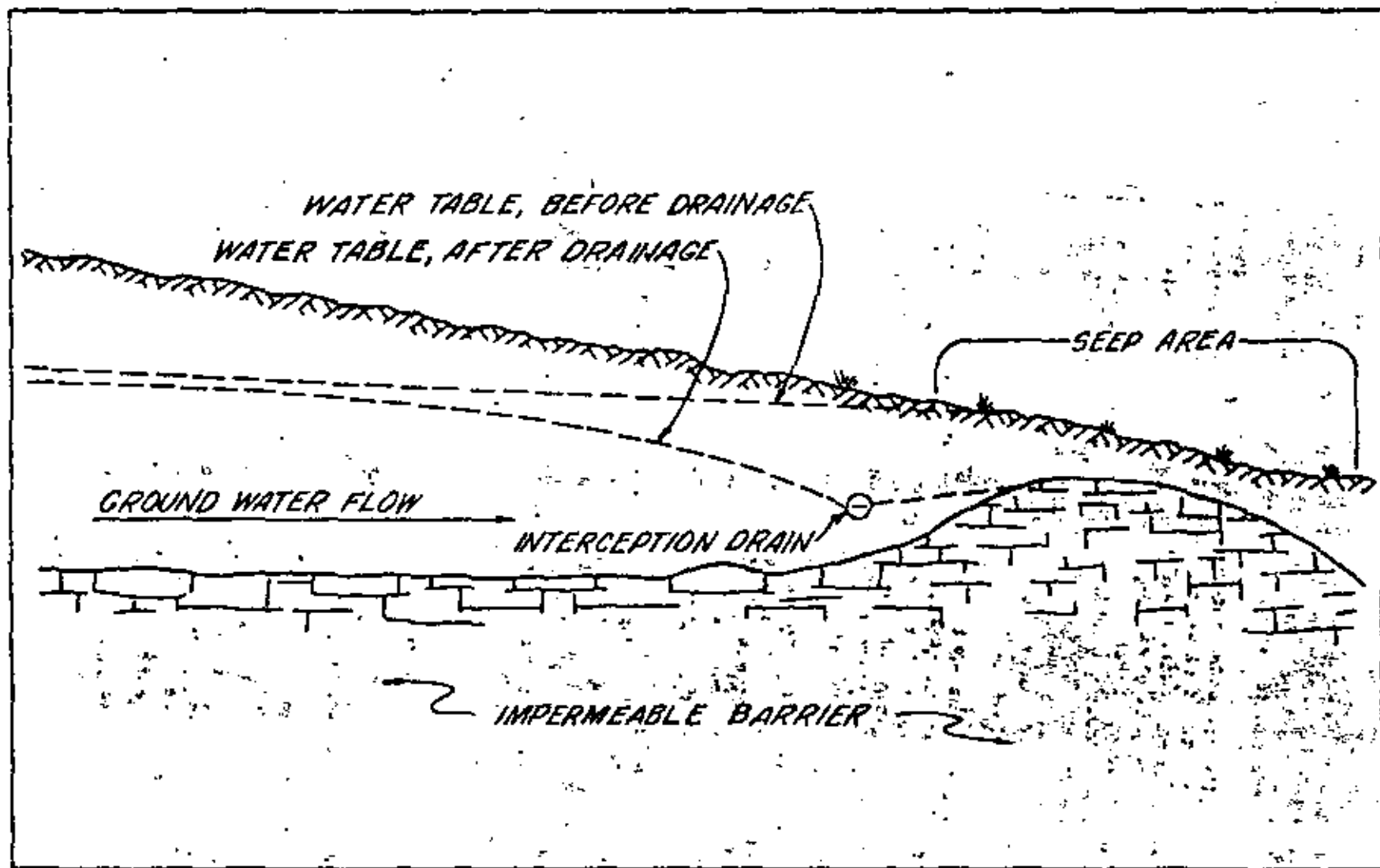


Figure 4-11, Interception drain for barrier condition



to detect and usually requires extensive subsoil explorations. The presence of unexplainable wet areas surrounded by dry areas suggests such a non-conformity in subsoil material. The corrective measure may be a drain just upslope from the barrier and paralleling it as suggested in the sketch.

Figure 4-12 illustrates an interception drain located at the base of a permeable layer, sandwiched between layers of less permeable material. The permeable layer outcrops, causing a seep that may affect a considerable area below the outcrop. This is common in formations that are highly stratified and have an exposed outcrop. Under natural conditions, the permeable layer may be carrying considerable ground water with a hydraulic grade line that intercepts the ground surface at some point in the outcrop area causing a natural seep. An interception drain should be located as indicated, at the base of the permeable material, to collect the flow from the aquifer, and prevent seepage at the ground surface.

Many other situations could be cited which would illustrate variations in drainage problems. It is obvious that there can be no fixed rules or procedures for dealing with these problems. The drainage engineer must make a thorough investigation of the subsurface and ground-water conditions and then make an analysis of these factors based on sound hydraulic principles as they are pertinent to drainage.

#### Outlets for subsurface drainage

An outlet for the drainage system must be available for gravity flow or by pumping. The outlet must be adequate for the quantity and quality of the effluent to be disposed of without causing damage to other areas and with minimum deterioration of the water quality in the outlet.

An open-ditch outlet for gravity flow from a buried drain should permit discharge from the drain above the elevation of normal low flow in the outlet. Interruption of flow from the drain due to storm runoff in the outlet should not occur so often and with such duration that the rate of ground-water drawdown by the buried drain would fail to meet the design requirements. When this condition exists, pumping the flow from the buried drain should be considered.

#### Special situations

Use of relief wells. - A high water table may be caused by seepage under hydrostatic pressure in a pervious strata located below a less pervious strata. The presence of hydrostatic pressure in seepage spots can be detected by boring holes in the seepy area. Water may rise in the hole nearly to the ground surface and may even overflow as from a flowing well.

A relief drain employing a relief well to lower a high water table is illustrated in Figure 4-13. This sketch illustrates a condition where very slowly permeable subsoil and substratum materials, which extend below feasible drain depth, are underlain by permeable material under sufficient hydrostatic pressure to maintain the water-table level at or near the ground surface. By installing the relief wells into the permeable material, it is possible to lower the water-table level by the amount of the effective head created. The effective head is the difference in elevation between the water-table level before drainage and the water surface in the drain. The operating head is the effective head less friction loss, entrance losses, etc. in the relief wells. The effective head should be about 5 feet or more before attempting this type of installation. The spacing of relief wells must be on a trial basis for any individual case. Relief wells should be added to the line until

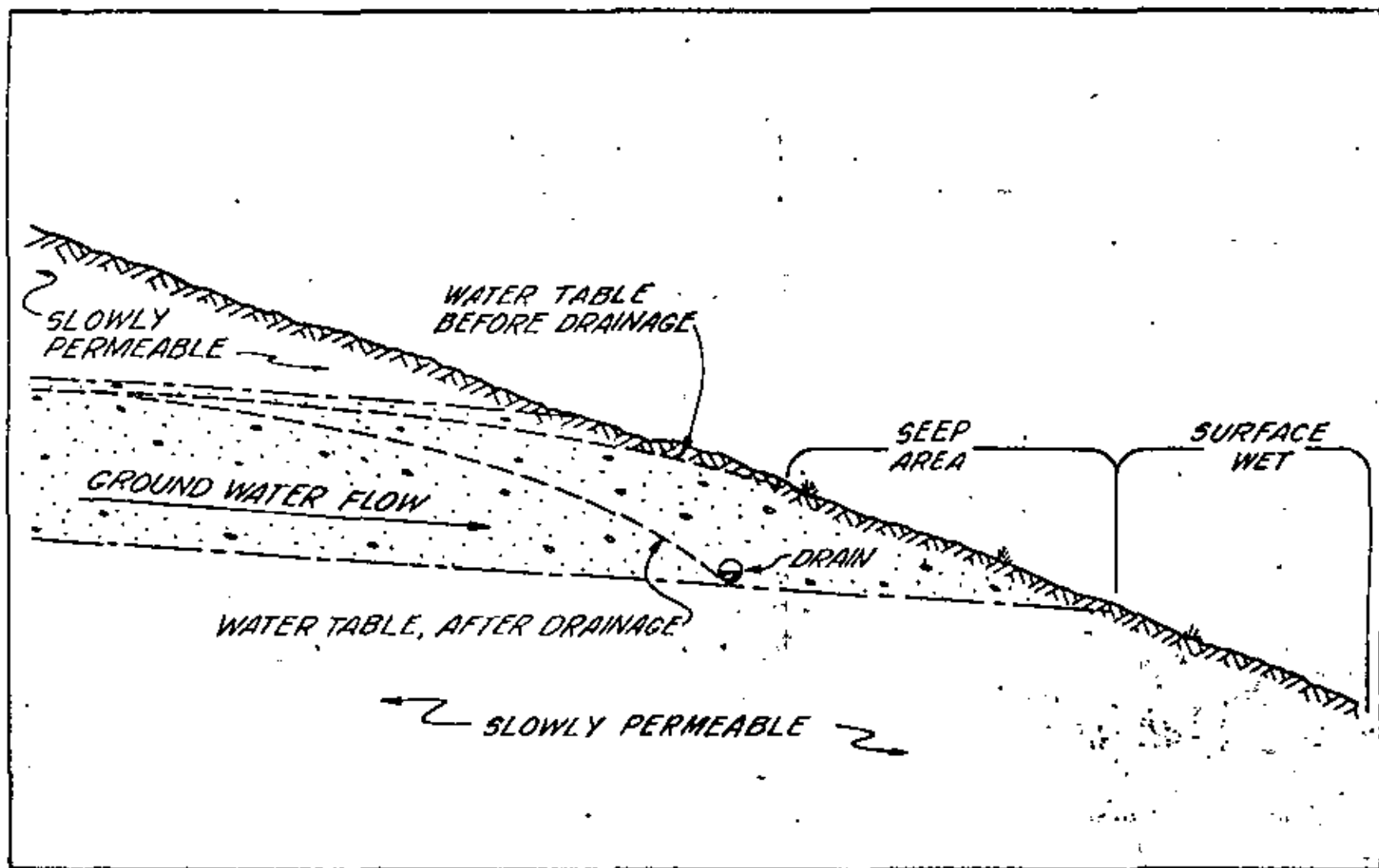


Figure 4-12, Interception drain at outcrop of aquifer

35

4-29

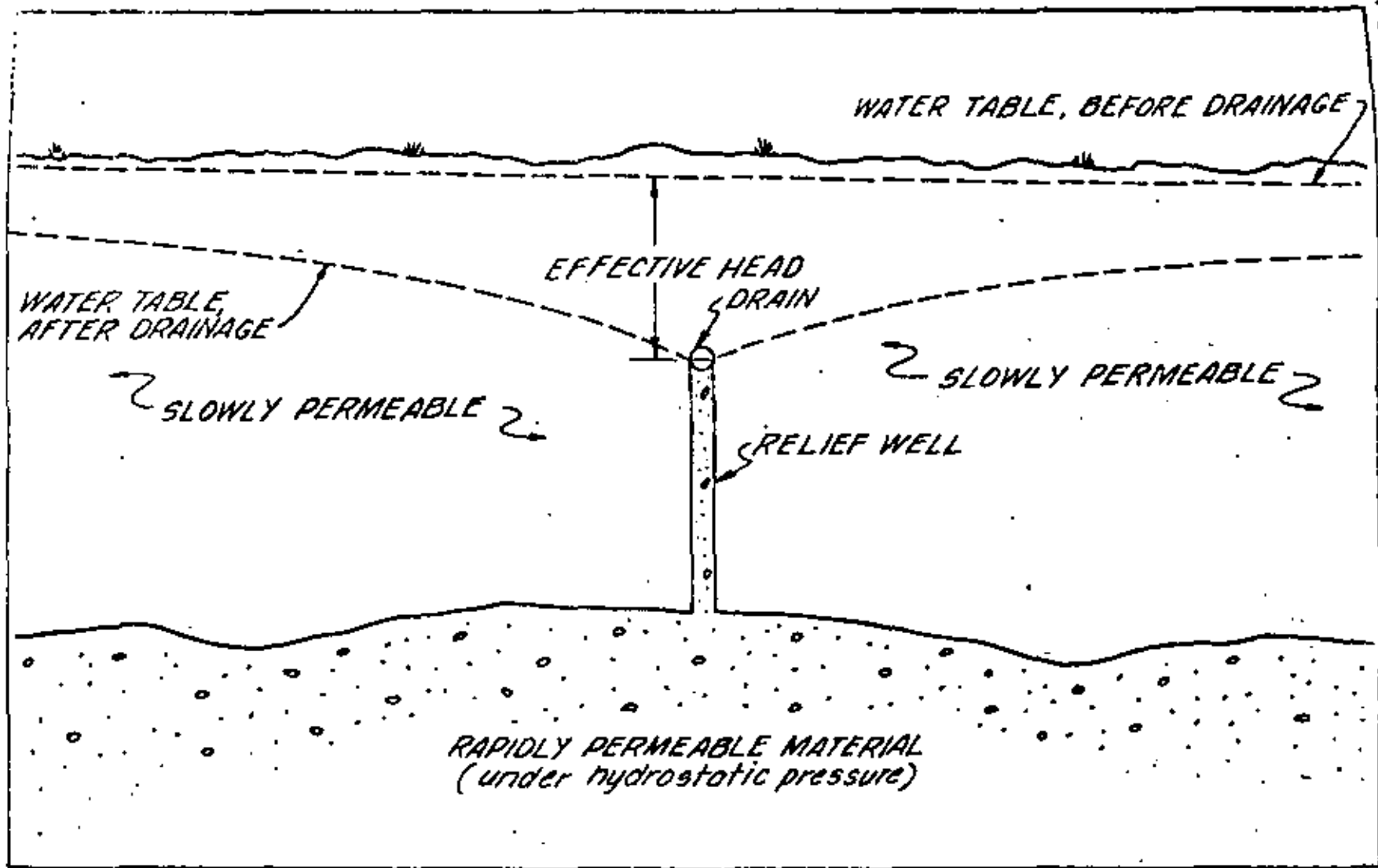


Figure 4-13, Relief well installation

37

hydrostatic pressures are reduced to near zero at the water surface in the drain. Investigations leading up to an installation of this kind must be thorough. The use of relief wells is restricted to special cases where complete information is available on subsurface materials and ground-water conditions.

The sketch shown as Figure 4-14 illustrates a condition where a constricted aquifer forces the water table to the ground surface. The subsurface materials present are a slowly permeable sediment containing a lens or stratification of very permeable materials serving as an aquifer for ground-water flow. Due to the constriction or "pinching-off" of the aquifer formation, its capacity is reduced and sufficient hydrostatic pressure develops to cause the water table to rise to or near the surface or "daylight" as shown. Situations of this type are difficult to detect and require careful subsurface exploration. Upon examination, the wet area usually appears as a seep area below a definite line of seepage which can be traced through the field.

Salt-water intrusion in coastal areas. - When planning drainage in areas in close proximity to sea coasts, certain precautions must be considered in regard to salt-water intrusion. Beneath coastal areas, the normal movement of fresh ground water toward the sea usually prevents landward intrusion of the denser sea water; however, pumped well drains or pumped surface and subsurface drainage can reverse this situation. If this happens, the consequences can be serious because land once subjected to salt-water intrusion is difficult to reclaim.

Guidelines for prevention. - - In coastal areas salt water is present in underground strata at a depth equal to about forty times the height of fresh water above sea level (5). This is given by the Ghyben-Herzberg relation (refer to Figure 4-15), which expressed mathematically, is as follows:

$$z = \frac{P_f}{P_s - P_f} (h) \quad (\text{Eq. 4-1})$$

where:

$z$  = The distance from mean sea level (MSL) to the fresh water-salt water interface.

$P_f$  = The density of fresh water.

$P_s$  = The density of sea water.

$h$  = The head of fresh water above MSL. (See Figure 4-15)

assuming:

$$P_f = 1.000 \text{ g/cm}^3$$

$$P_s = 1.025 \text{ g/cm}^3$$

$$z = \frac{1.000}{1.025 - 1.000} (h)$$

$$z = 40h$$

This relationship is only approximate as the density of sea water varies with temperature and the salts present; however, the ratio of 40.0 to 1.0 is adequate, as a general rule, for the purposes discussed here.

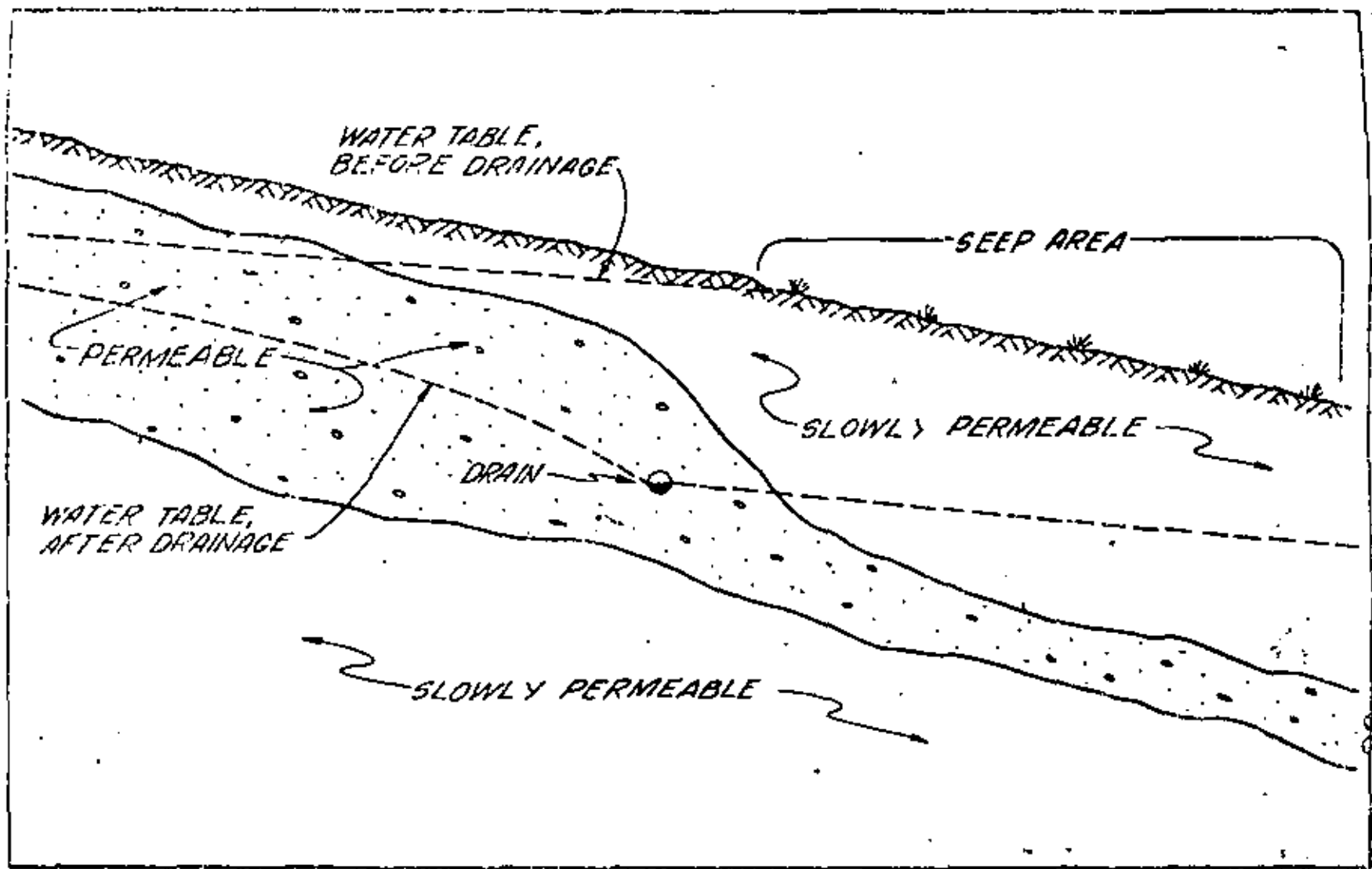


Figure 4-14, Interception drain in a constricted aquifer

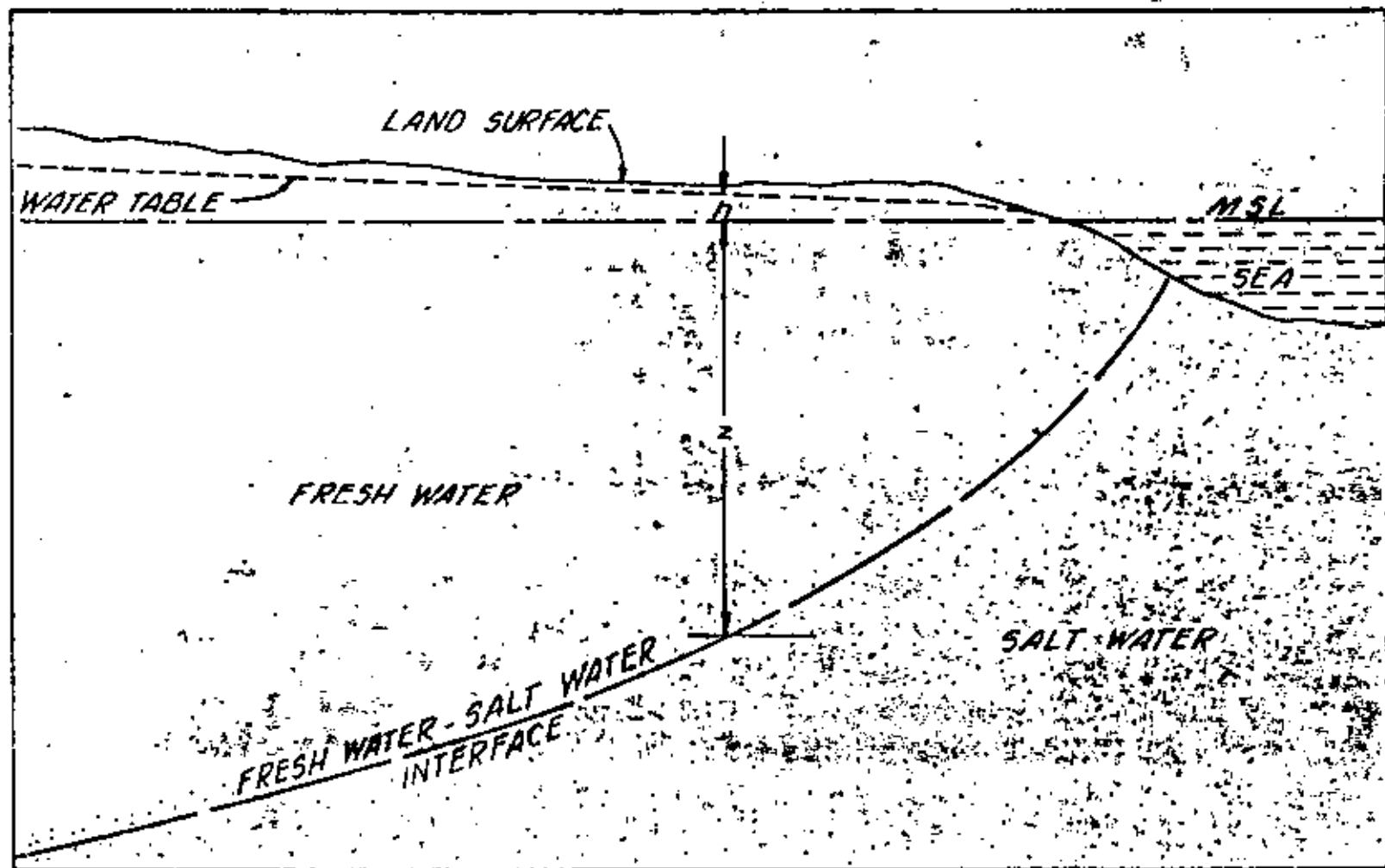


Figure 4-15. Fresh water-salt water conditions

From the prior discussion it is apparent that in coastal areas, lowering of the water table 1 foot will cause a 40-foot rise in the fresh water-salt water interface. Lowering of the water table to near sea level will bring the interface up to mean sea level which will in most cases render the land salty and unfit for agricultural use.

As a general guide for use in planning pumped well drains near the coast, wells should not pump from below mean sea level. Interior basin wells should bottom above the expected fresh water-salt water interface with the anticipated drawdown. Wells should be designed and developed for minimum drawdown and be located so that drawdown is distributed as widely as possible.

#### Planning a subsurface drainage system (example)

The following example is an illustration of the use of a topographic map, water-table contour map, and a depth to water-table map in planning a drainage system for a drainage problem area. There are several ways a solution to a similar problem might be worked out. One way is to prepare a working map of the affected area showing topographic and ground-water conditions. Soil and subsoil conditions also may be shown on the map, but it is usually better to indicate these on a separate map or tabulation to avoid too much detail on one map. Transparent overlays, each showing separate features, are helpful working tools. A base map showing cultural and topographic features can be prepared on drawing paper and overlays on transparent sheets added to show soil, subsoil, substratum, and ground-water conditions. Through this procedure working maps are compiled which show the pertinent physical conditions necessary for the analysis of drainage problems. The following is a discussion on the above method showing how such a working map might be developed and used. Although the example is that of an irrigated farm the same procedure is used on nonirrigated farmland.

Figure 4-16 shows a topographic map of an irrigated farm containing about 480 acres. Part of this farm is wet and subject to a high water table and needs subsurface drainage. This map shows the usual features that would be shown on any topographic map of an irrigated area. It will be noted that the main irrigation canal and a few irrigation field ditches are shown. Surface contours are drawn on a 5-foot-vertical interval. This topographic map will serve as a base for the working map to be developed.

Table 4-3 is a tabulation of ground-water information from 23 observation wells on the 480-acre farm. The first three columns on the left show well number, ground-surface elevation at the well, and top of casing or "measuring point" elevation for each well. These are data that can be compiled after establishing wells and completing level surveys. This part of the table should be set up before making measurements of depth to water table in the wells. The depth to the water table (distance from the ground surface to the water-table level) and the water-table elevation reduced to a standard datum are shown for each well for the period of record, May through September. The period of record, or the period over which well measurements are made, varies from project to project. However, May through September was adequate to exhibit a general high water-table condition in this particular example. In reading the table it will be noted that the highest water-table reading for each well, regardless of the month in which it occurred, has been marked by parentheses. The number in parentheses at the bottom of the table indicates the number of wells which showed their highest reading in each month during the period of record. It is noted that August, during which 10 of the 23 observation wells showed the highest water-table level, is the critical month

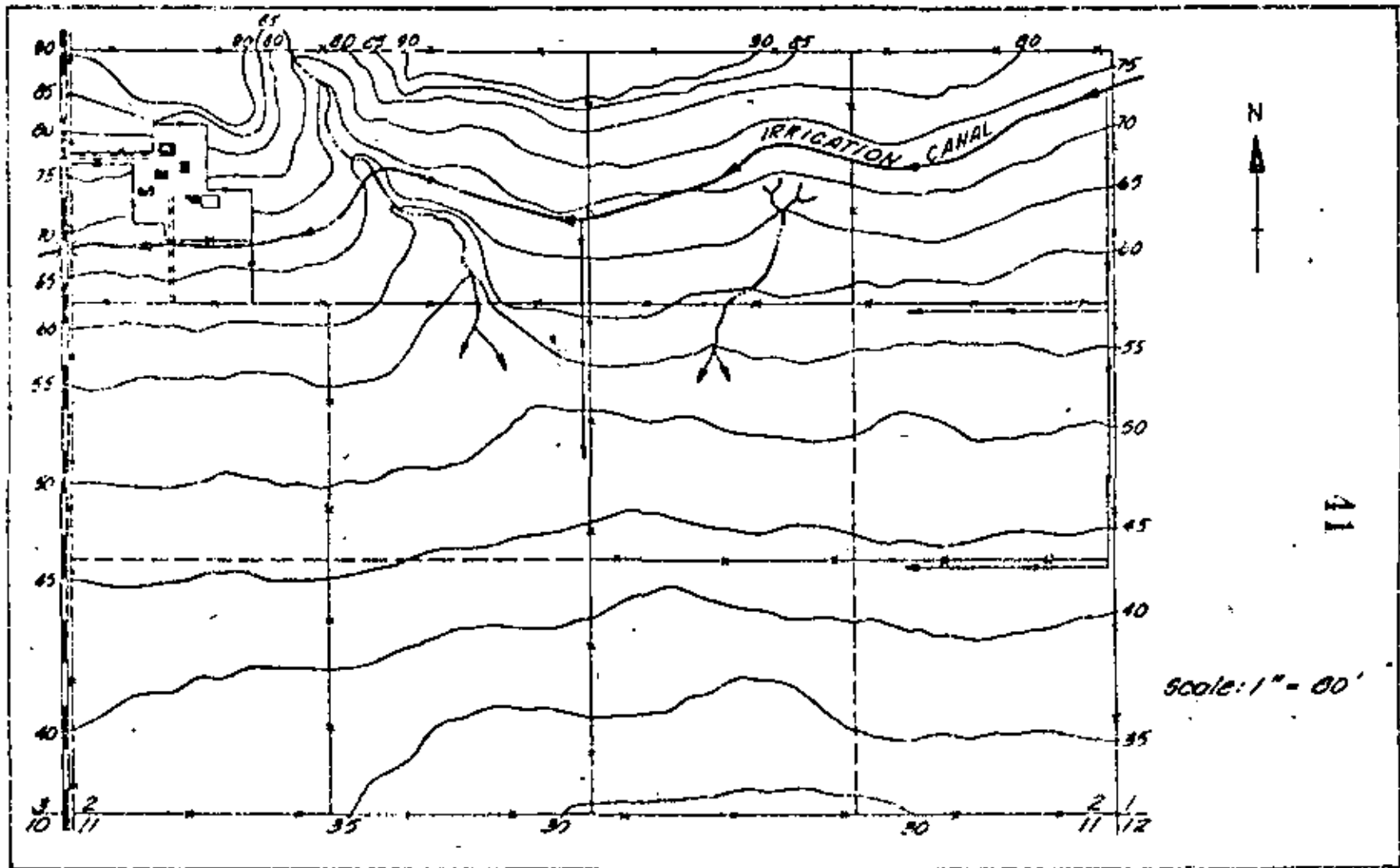


Figure 4-16, Working map--topography



Table 4-3, Observation well data

Well (no.) (1)	Elevation		May		June		July		August		September	
	Ground surface (2)	Top of casing (3)	Depth to water table (4)	Water table ele- vation (5)	Depth to water table (6)	Water table ele- vation (7)	Depth to water table (8)	Water table ele- vation (9)	Depth to water table (10)	Water table ele- vation (11)	Depth to water table (12)	Water table ele- vation (13)
	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet	Feet
1	94.3	96.8					(18.0)	(76.3)	19.1	75.2	20.1	74.2
2	76.2	81.1	(3.4)	(74.8)	11.2	67.0	8.4	69.8	10.2	68.0	10.9	67.4
3	93.7	95.7	(15.1)	(78.6)	15.8	77.9	19.1	74.6	18.0	75.7	20.0	73.7
4	84.0	87.1	16.0	68.0	16.1	67.9	(9.6)	(74.4)	12.6	71.4	15.1	68.9
5	76.8	78.6	12.8	64.0	(11.0)	(65.8)	11.6	65.2	11.9	64.9	11.6	65.2
6	62.7	64.7	13.6	49.1	(10.0)	(52.7)	11.0	51.7	10.8	51.9	10.1	52.6
7	62.0	64.6	14.8	47.2	12.1	49.9	9.5	52.5	(9.0)	(53.0)	12.2	49.8
8	61.3	63.8	7.2	54.1	3.9	57.4	3.1	58.2	(2.0)	(59.3)	4.1	57.2
9	58.4	60.1	8.0	50.4	6.0	52.4	5.0	51.4	(4.1)	(54.3)	6.3	52.1
10	57.6	56.2	13.1	44.5	11.9	45.7	(9.1)	(48.5)	(9.1)	(48.5)	11.4	46.2
11	48.5	42.4	11.8	34.7	10.2	36.3	9.8	36.7	9.3	37.2	(9.1)	(27.4)
12	46.0	48.6	6.3	39.7	5.1	40.9	4.2	41.8	(3.0)	(43.0)	4.5	41.5
13	43.9	45.8	5.1	38.8	4.2	39.7	3.8	40.1	(3.4)	(40.5)	3.8	40.1
14	44.2	46.6	8.6	35.6	8.1	36.1	(6.1)	(38.1)	7.3	36.9	7.0	37.2
15	44.1	46.2	12.4	31.7	10.8	33.3	(9.3)	(34.8)	9.6	34.5	10.6	33.5
16	37.8	39.6	11.7	26.1	10.1	27.7	11.2	26.6	10.0	27.8	(9.1)	(28.7)
17	35.6	37.0	10.8	24.6	9.8	25.8	9.3	26.3	9.2	26.4	(9.0)	(26.6)
18	29.8	32.1	11.9	17.9	10.6	19.2	10.1	19.7	9.5	20.3	(8.6)	(21.2)
19	29.1	31.6	11.8	17.3	10.8	18.3	11.8	17.3	11.0	18.1	(10.2)	(18.9)
20	33.0	35.4	18.6	14.4	17.2	15.8	13.6	19.4	(12.5)	(20.5)	14.1	18.9
21	49.0	51.4	6.0	43.0	6.1	42.9	3.8	45.2	(0.0)	(49.0)	4.0	45.0
22	52.5	55.0	6.1	46.4	5.6	46.9	2.3	50.2	(1.5)	(51.0)	4.0	48.5
23	50.5	52.6	7.4	43.1	7.8	42.7	5.8	44.7	(5.5)	(45.0)	6.1	44.4

(2)

(2)

(5)

(10)

(5)

or the month in which water-table levels are generally high in this area. The data shown for August will be used in this example as it represents the most severe high water-table condition that occurred during the crop season.

43

Figure 4-17 is the same base map as shown in Figure 4-16 with some ground-water information added. The locations of the 23 observation wells are shown by small circles with the well numbers indicated by the figures within the circles. The elevation of the water table in each well for August (Column 11, Table 4-3) has been shown by the figures adjacent to each well. (Figure 4-17). Using these data and interpolating between wells, the ground-water contours have been drawn. These are the dashed lines shown, and have been drawn on a 5-foot-vertical interval to correspond in interval with the surface contours.

The ground-water contours show the configuration of the water-table surface in the same way that surface contours show the configuration of the land surface.

The direction of ground-water flow can be determined from ground-water contour maps as it is in the direction of maximum slope or hydraulic gradient of the water table. From inspection of the map, Figure 4-17, it is obvious that the ground-water flow is generally to the south with minor variations in localized areas. The arrows on the map indicate this directional flow. From this map it is also possible to determine the slope of the ground-water surface or the hydraulic gradient. In this example the average distance between 5-foot contours is about 500 feet. Therefore, the hydraulic gradient is about 1 percent.

Figure 4-18 uses the same base map as Figures 4-16 and 4-17 and shows information on the depth to ground water. The elevation of the water table at each well has been deleted and in its place the minimum depth to the water table (in parentheses in Table 4-3) has been plotted at the location of each well. With this information plotted on the map, it is possible to delineate areas having a similar depth to water table. For this example areas having water-table levels within the range 0 to 2 feet, 2 to 5 feet, and 5 to 8 feet have been delineated as shown by the dot and dash lines on Figure 4-18. In this example it was assumed that a water-table level 8 feet or deeper was not significant in drainage. It will be noted that the areas having the water table 8 feet or deeper are marked "8+ feet."

The data used in developing the "depth to water" feature on the working map include observation well readings for several months covering the entire period of record. The data used in developing the ground-water contours were taken from one set of observation well readings for August. For this reason the depth to water as shown gives a picture of the most severe water-table condition at each well during the entire period of record. Ground-water contours must always be drawn from water-table measurements of the same date.

Figure 4-19 is the completed working map showing all of the features developed progressively by the previous maps. A "depth to water" legend has been added to delineate areas with different water-table levels. The information given on a working map such as this, plus data from subsurface borings, is generally adequate for planning a subsurface drainage system. In this particular example, the working map developed shows the following:

1. The direction of ground-water flow is generally from north to south with some minor variations.

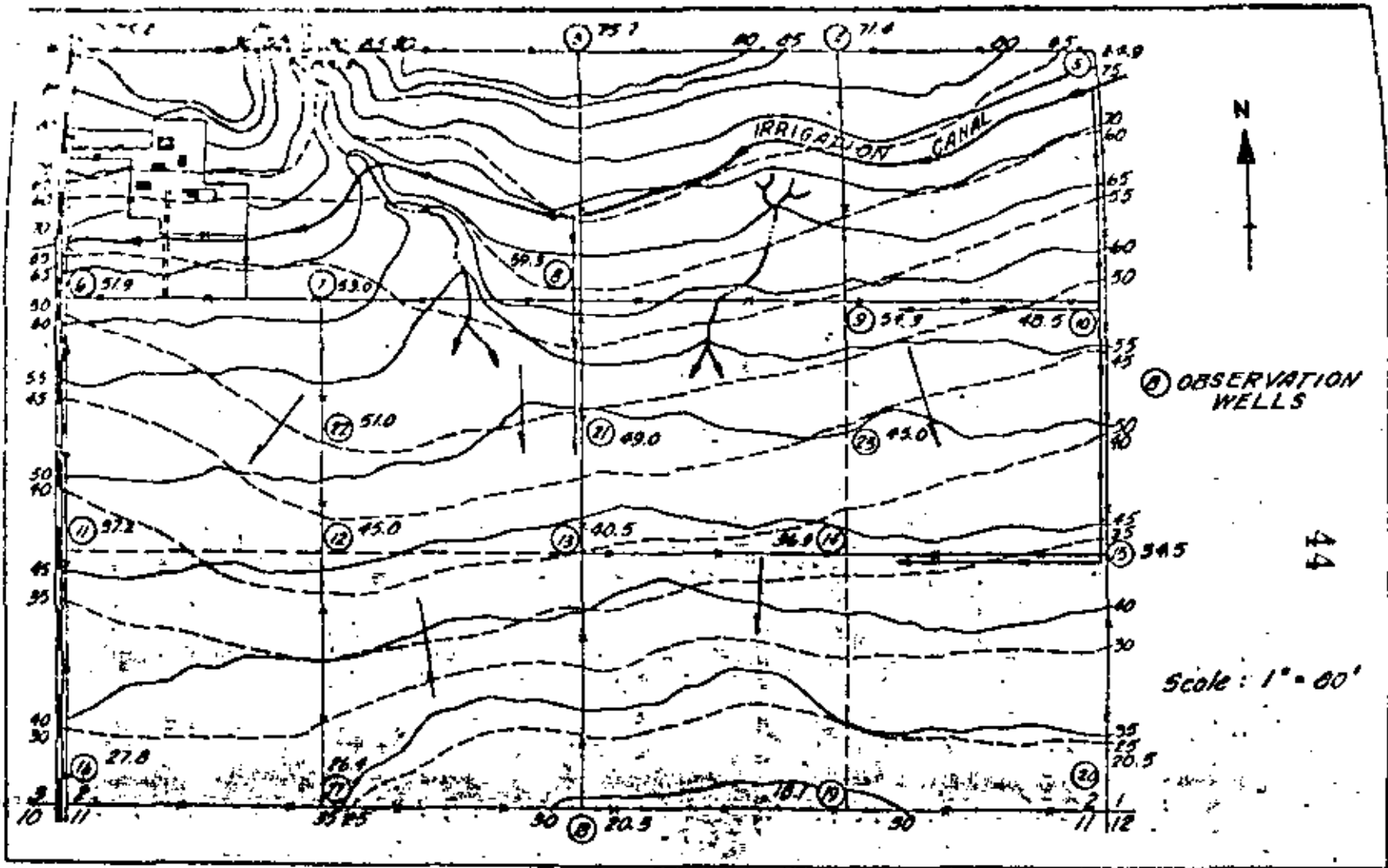


Figure 4-17, Working map--ground-water contours

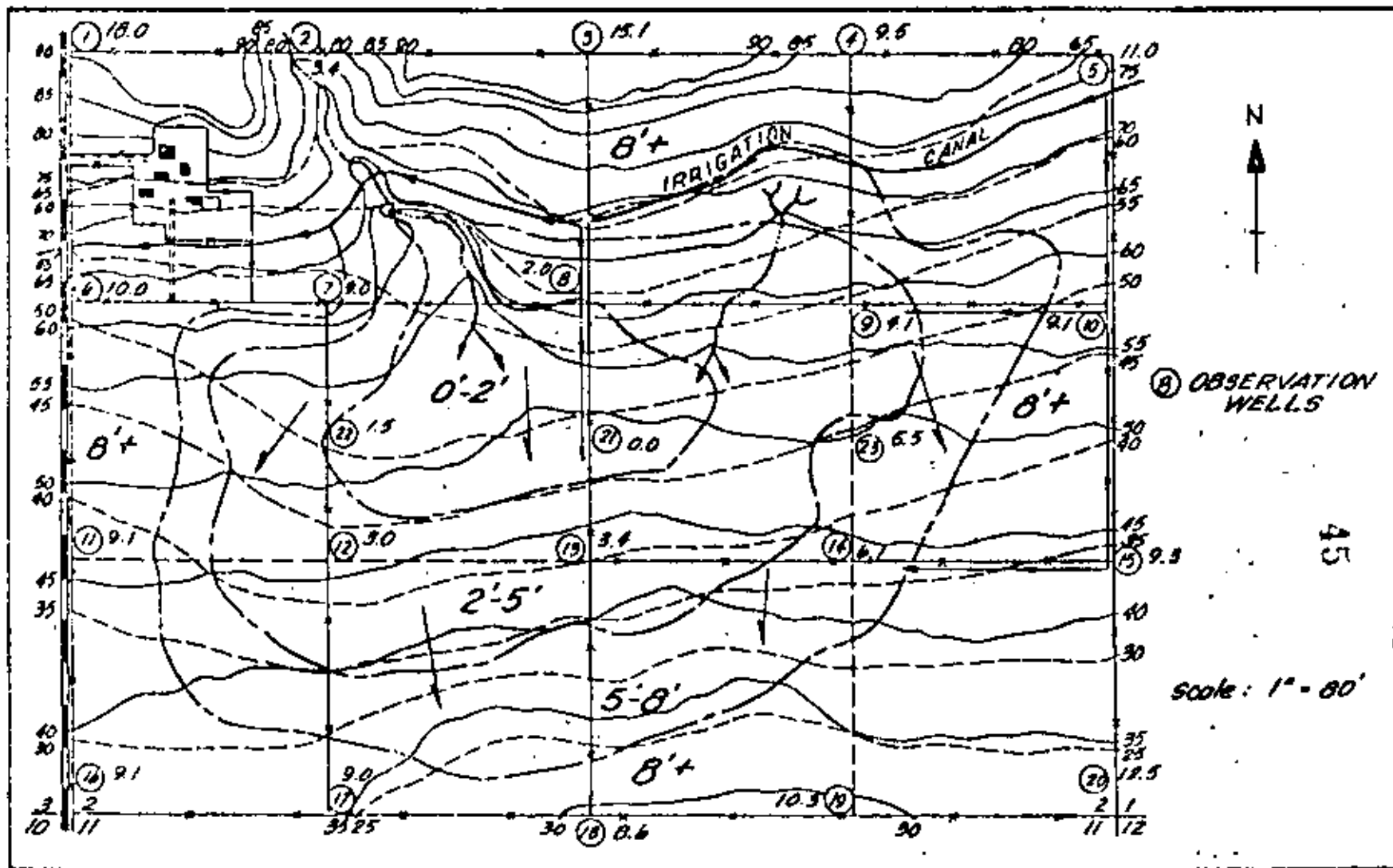


Figure 4-18, Working map--depth to ground water

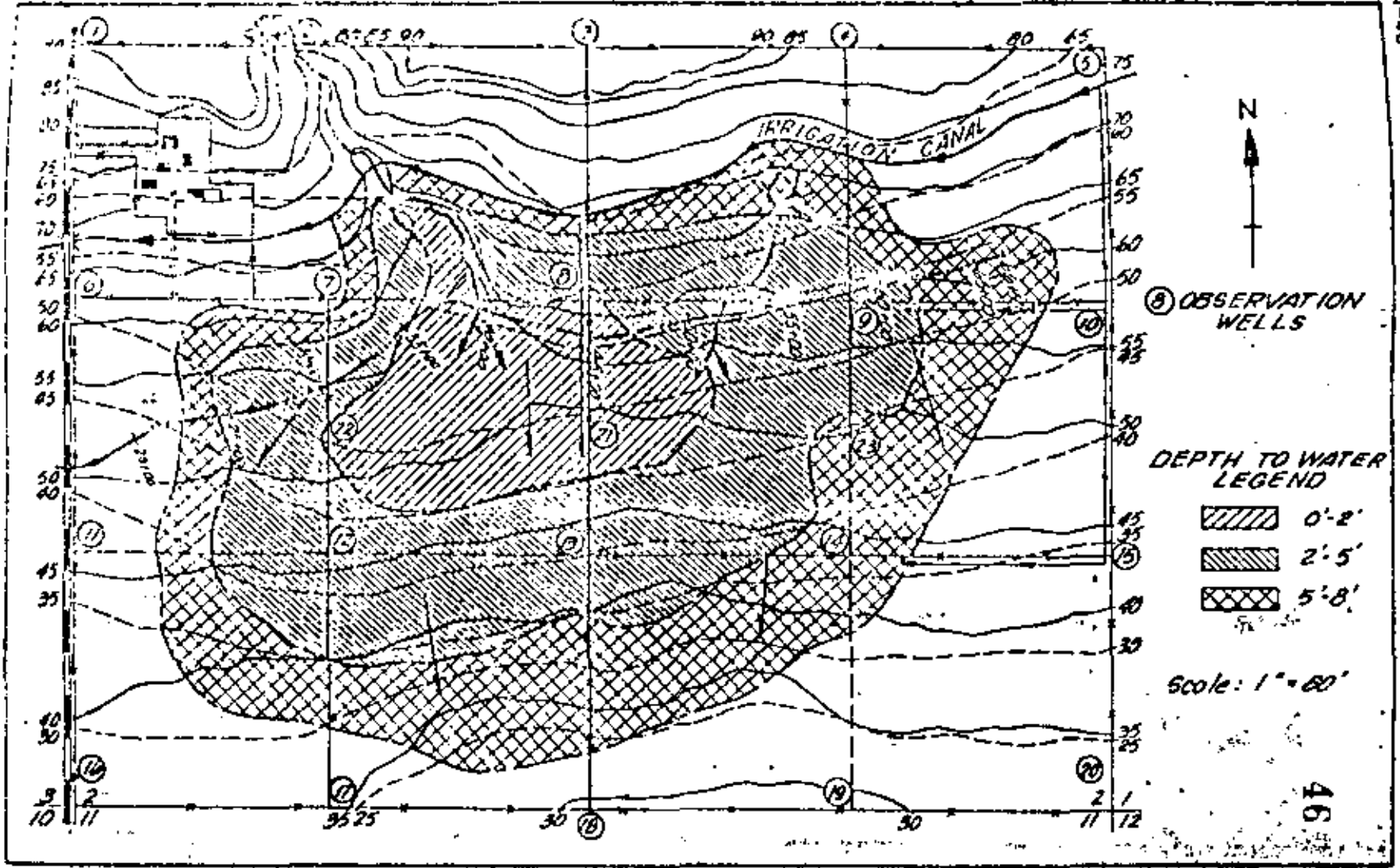


Figure 4-19, Working map--completed

2. The average slope of the water table or hydraulic gradient is about 1 percent, which is rather steep, indicating strong ground-water flow, the quantity depending on the permeability of the soil strata and hydraulic gradient.
3. The location and extent of the high water-table area.
4. The relative degree of wetness within the wet areas as shown by the legend.
5. The configuration of the water-table surface within the wet area and immediately adjacent area.

The completed working map in Figure 4-19 shows some of the more commonly used graphic representations of information necessary for planning a drainage system except for information on subsoil and substratum material. Usually it is not necessary to show this information on the working map; however, it can be shown if it is needed. When logs of subsurface borings are prepared, it is easy to make reference to conditions at the location of each boring. At this stage of development of the working map the general type of drain or drains to be installed can be determined and the locations fixed within approximate limits. Referring to Figure 4-19, it is obvious from the location of the wet area and the direction of ground-water flow that the source of excess ground water is either from canal seepage or from irrigation losses. For this example, it will be assumed that canal seepage has been investigated and found to be a factor in contributing to the high water table, but not sufficient in itself to have caused this wet condition. The source of water is a combination of canal seepage and general losses from irrigation. Under this set of conditions and with a water-table gradient of about 1 percent, an interception-type drain would be recommended. The drain should be located about perpendicular to the direction of ground-water flow and in a position near the upper edge of the wet area. In many locations the interception drain will intercept the water causing a high water table below it and will have a drawdown effect above it sufficient to lower the water table and relieve that area. The combination of relatively high permeability and steep gradient indicates that a large ground-water flow is involved. The proper location for a drain is shown in Figure 4-19. For this example, it is assumed that subsoil and substratum permeabilities are satisfactory for a drain at this location and that an adequate outlet is available for the drain.

Figure 4-20 shows a cross-sectional profile (north and south) from well no. 3 through well no. 18. This illustrates the points discussed before. It is often desirable to examine certain conditions by drawing cross-sectional profiles such as the one in Figure 4-20 which shows the relative position of the ground surface and the water-table level. When subsoil materials are stratified or when there is a definite aquifer present, the location of the top and bottom horizon should be plotted on the profile. This enables a better location of the drain to be made relative to the position of the stratified layer. Often it is necessary to shift the drain location upslope or downslope to get the best position relative to subsurface materials.

This example illustrates conditions where an interception-type drain would be employed. A similar method of compiling and analyzing data would apply under conditions where a relief drainage system would be used. In either case the drainage system recommended might include open ditches or buried drains. The purpose of this example is to illustrate a method for assembling the data obtained from various surveys, studies, and investigations. This method, or

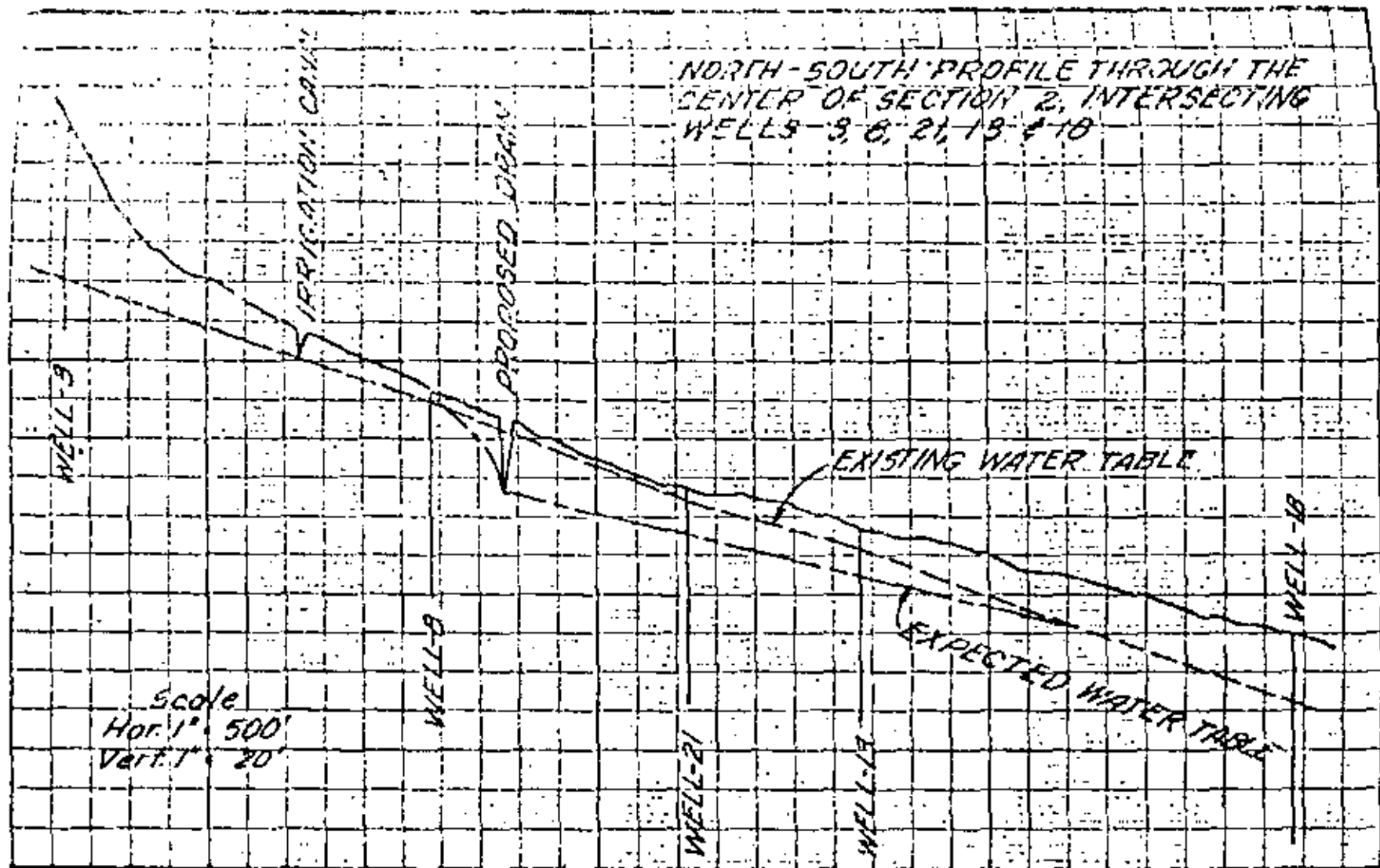


Figure 4-20, Profile--Figure 4-19

some similar method of analyzing available data, is necessary before actual design work on the individual drainage system and appurtenant structures can be started.

### Design of Subsurface Drains

49

#### Drainage coefficients

The drainage coefficient is that rate of water removal, used in drainage design, to obtain the desired protection of crops from excess surface and subsurface water. The drainage coefficient can be expressed in a number of units, including depth of water in inches to be removed in a specific time, flow rate per unit of area, and in terms of flow rate per unit of area, which rate varies with the size of the area. The last is used most frequently for surface drainage design and the first most frequently for subsurface design.

#### Humid areas

In the humid areas it is common practice to express the drainage coefficient for subsurface drainage in units of inches depth removal in 24 hours. This coefficient is closely related to the climate, and infiltration characteristics of the soils; therefore, within areas of similar climatic and soils characteristics there is similarity in drainage coefficients. For this reason it is possible to establish ranges of drainage coefficients that are applicable to large areas. The general guides given in the following table are based on many years of drainage experience and list ranges of coefficients applicable in humid areas.

1. When the land to be drained has a separate surface drainage system, drainage coefficients given in Table 4-4 have been used in the northern humid area. Data on soil permeability and climate should be considered in developing coefficients for a specific area.

Table 4-4. Drainage coefficients without surface-water inlets

Soil	Inches to be removed in 24 hours	
	Field Crops	Truck Crops
	<u>Inches</u>	<u>Inches</u>
Mineral	3/8 - 1/2	1/2 - 3/4
Organic	1/2 - 3/4	3/4 - 1-1/2

2. Where it is necessary to admit surface water to drains through surface inlets, an adjustment in the required capacity of the drain must be made. Runoff from an area served by a surface-water inlet takes place soon after precipitation and enters the drain ahead of the ground water. In short lines or small drainage systems where only one or two inlets are installed the size of the drain may not need to be increased. As drainage systems become larger or the inlets more numerous, an adjustment to the drainage coefficient should be made. The timing of the surface-water flow in relation to the entrance of ground water into the drain should be the basis of increasing the coefficient over those shown in Table 4-4.
3. A higher coefficient than those given in Table 4-4 may be necessary to hold crop damage to a minimum. The great variation in drainage requirements indicates the necessity for careful observations and analyses in establishing coefficients.



Arid areas

In arid areas, drainage coefficients applicable to local irrigated areas are highly variable and depend on the amount of irrigation water applied, the method of irrigation, the leaching requirement, and the characteristics of the soil and subsurface materials. It is necessary to develop drainage coefficients for specific areas based on evaluation of the above factors and experience in the area. From actual surveys (6) made on one million acres of irrigated land, it is known that the yield from subsurface drains may range from 0.10 to 40.0 cfs per mile of drain. Recent studies made on eight individual farm projects indicate that the drain yields ranged from 0.13 to 3.90 cfs per mile of drain. Other measurements have been made which indicate a wide variation. With such a wide variation in yield, coefficients must be based upon good investigations and local experience within a given area.

In irrigated areas where there is insufficient experience to establish acceptable drainage coefficients for general use, they can be computed from the following formula based on irrigation application:

$$q = \frac{(P + C)}{24F} i \quad (\text{Eq. 4-2})$$

where:

- q = drainage coefficient--inches per hour  
 P = deep percolation from irrigation including leaching requirement--percent (based on consumptive-use studies)  
 C = field canal losses--percent  
 i = irrigation application--inches  
 F = frequency of irrigation--days

The following example illustrates the use of this formula:

1. From consumptive-use studies, deep percolation from irrigation is 20 percent.
2. Field canal losses are estimated to be 8 percent of the water applied.
3. The operator applies a 6-inch irrigation each 14 days.

$$q = \frac{(20 + 8)}{(24)(14)} 6 = 0.005 \text{ in./hr.}$$

Figure 4-21 is a chart for the graphical solution of this equation. The previous example can be solved by the chart as follows:

STEP 1. Add the percentage deep percolation loss to the percentage canal loss (P + C) and find this value on the left hand vertical scale.

$$P + C = 20 + 8 = 28$$

Step 2. From this point follow horizontally to the right to intercept the irrigation application (I) curve.

51

I = 6

Step 3. Follow vertically up or down as the case may be to intercept the application frequency (F) curve.

F = 14

Step 4. Follow horizontally to the right hand vertical scale and read (q) the drainage coefficient.

q = 0.005

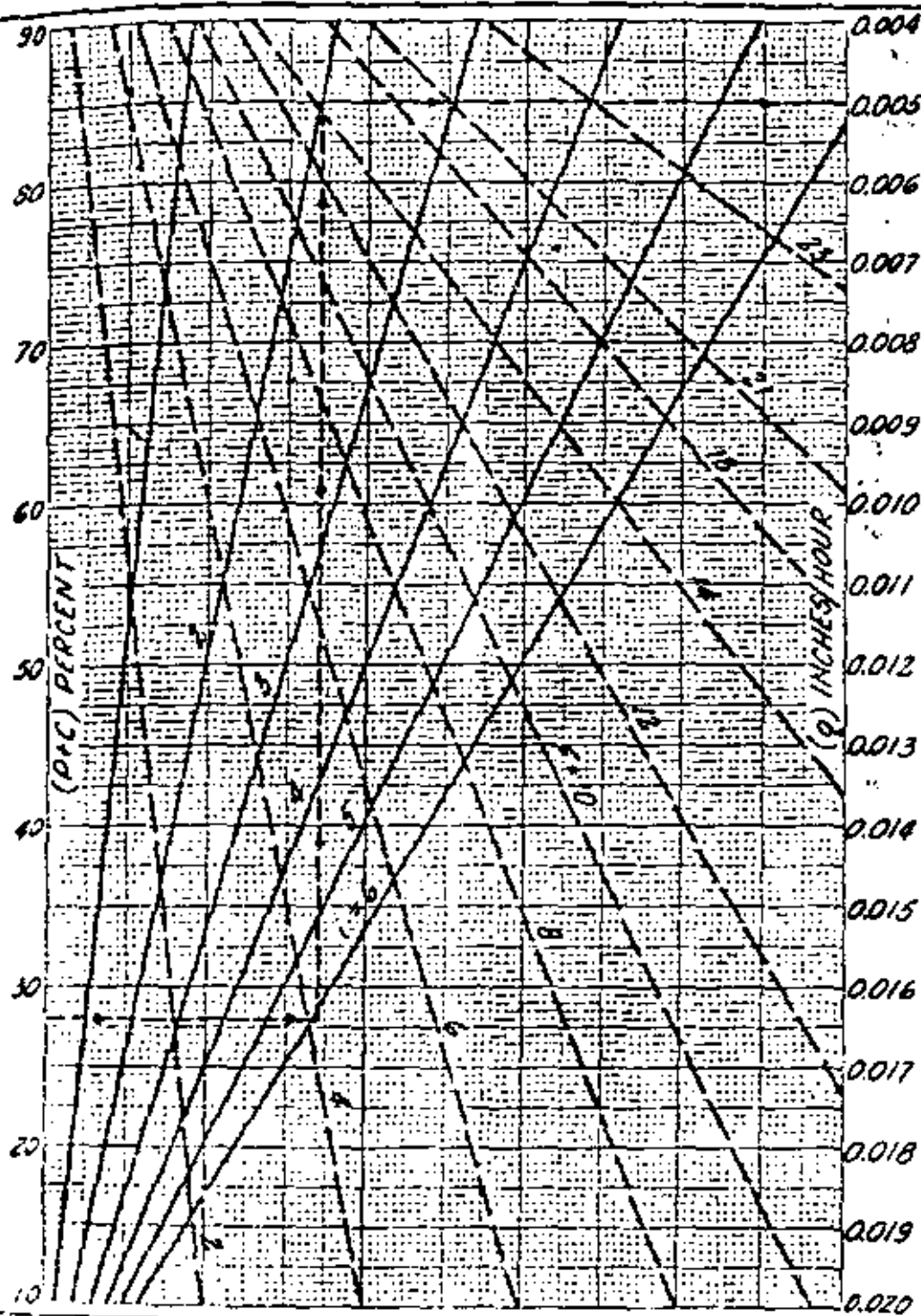
From information and data currently available, it is known that drainage coefficients applicable to irrigated land range from about 0.005 inch per hour to 0.01 inch per hour. Drainage coefficients for irrigated areas are generally smaller than for nonirrigated areas even though the total amount of water applied through irrigation may be the same as precipitation in the nonirrigated areas. The reason for this is that irrigation applications are made at regular intervals and in like amounts, which tends to support a steady and uniform ground-water return flow to the drains. In nonirrigated areas the frequency and intensity of precipitation is highly variable which tends to make the return flow to drains variable with peak flows occurring in the ground-water regime.

In many irrigated areas, drainage systems are planned on a project basis and may encompass entire corporate irrigation enterprises which may include a number of farms and ranches, containing several thousand acres of land needing drainage. In planning drainage systems of this magnitude it is common practice to plan a project-type system of disposal ditches or drains to serve each farm or ranch in the group enterprise.

The disposal system is financed and constructed through the group enterprise and the individual farm or ranch collection systems are financed and constructed by the individual landowner.

In large developments of the type discussed above there are conditions and situations which warrant a reevaluation of the drainage coefficient applicable to design of the disposal system. In general, the design capacity for the disposal system can be based on lower drainage coefficients than those generally applied to the collection system. Experience based on measurements of discharge from scattered projects indicate that the return flow from large irrigated tracts is in the general range of 2 to 4 cfs per square mile. This is about 30 percent less than the return flow directly to the collection system and is due to a number of intangible factors such as: ground-water export through deep percolation to regional aquifers; consumptive use by trees and phreatophytes within the general project area; pumping of ground water for nonagricultural uses; land temporarily removed from irrigation because of economic or cultural management practices, etc., the total of which has a significant effect on regional return flows. Drainage coefficients recommended for drainage of specific soils in a particular area may be found in local drainage guides if available. These are based on local investigations and experience.

# GRAPHICAL SOLUTION - DRAINAGE COEFFICIENT FOR IRRIGATED AREAS



DESIGNED BY  
WILLIAM F. LONG

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
ES - 715  
SHEET 1 OF 1  
DATE 8-3-70

Figure 4-21, Graphical solution - drainage coefficient

Relief drains

In the case of parallel relief drains the area served by the drain is equal to the spacing times the length of the drain plus one-half the spacing. The discharge can be expressed by the following formula:

$$Q_r = \frac{q S(L + S/2)}{43,200} \quad (\text{Eq. 4-3})$$

where:

$Q_r$  = relief drain discharge--cfs

$q$  = drainage coefficient--in./hr.

$S$  = drain spacing--feet

$L$  = drain length--feet

Reference is made to Figure 4-22, which shows a parallel relief drain system. The system contains eight lateral drains and one main drain to the outlet. The shaded area indicates the area drained by one of the lateral drains. The following example illustrates the use of Equation 4-3 in computing the design capacity for one lateral in the system shown.

Example: (Refer to symbols on Figure 4-22)

1. drain spacing--300 feet
2. drain length--1,100 feet
3. drainage coefficient--0.008 in./hr.

$$Q_r = \frac{(0.008)(300)(1,100 + 150)}{43,200} = 0.069$$

This is the design discharge of the lateral at its point of confluence with the main drain. The drainage system illustrated contains eight laterals of the same length and with equal spacing; therefore, the design capacity of the main drain would be  $(8)(0.069) = 0.552$  cfs plus the direct seepage to the main drain.

The main which is 2,250 feet in length is effective on one side only and therefore would collect  $\frac{0.5(2,250 + 150)}{1,100 + 150} \times 0.069 = 0.066$  cfs and the discharge of the main, at the point where it leaves the field would be  $(0.56) + (0.06) = 0.62$  cfs. Each of the lateral drains in the above example has a design discharge that varies uniformly from 0.07 cfs at its outlet to zero at its terminus. The design discharge of the main varies uniformly from 0.62 cfs to 0.07 cfs at its confluence with the last lateral in the system. This immediately suggests that variable size drains might be used in the system and this point will be discussed in a later section of this chapter.

Figure 4-23 is a chart prepared for the graphical solution of the discharge equation (Eq. 4-3).

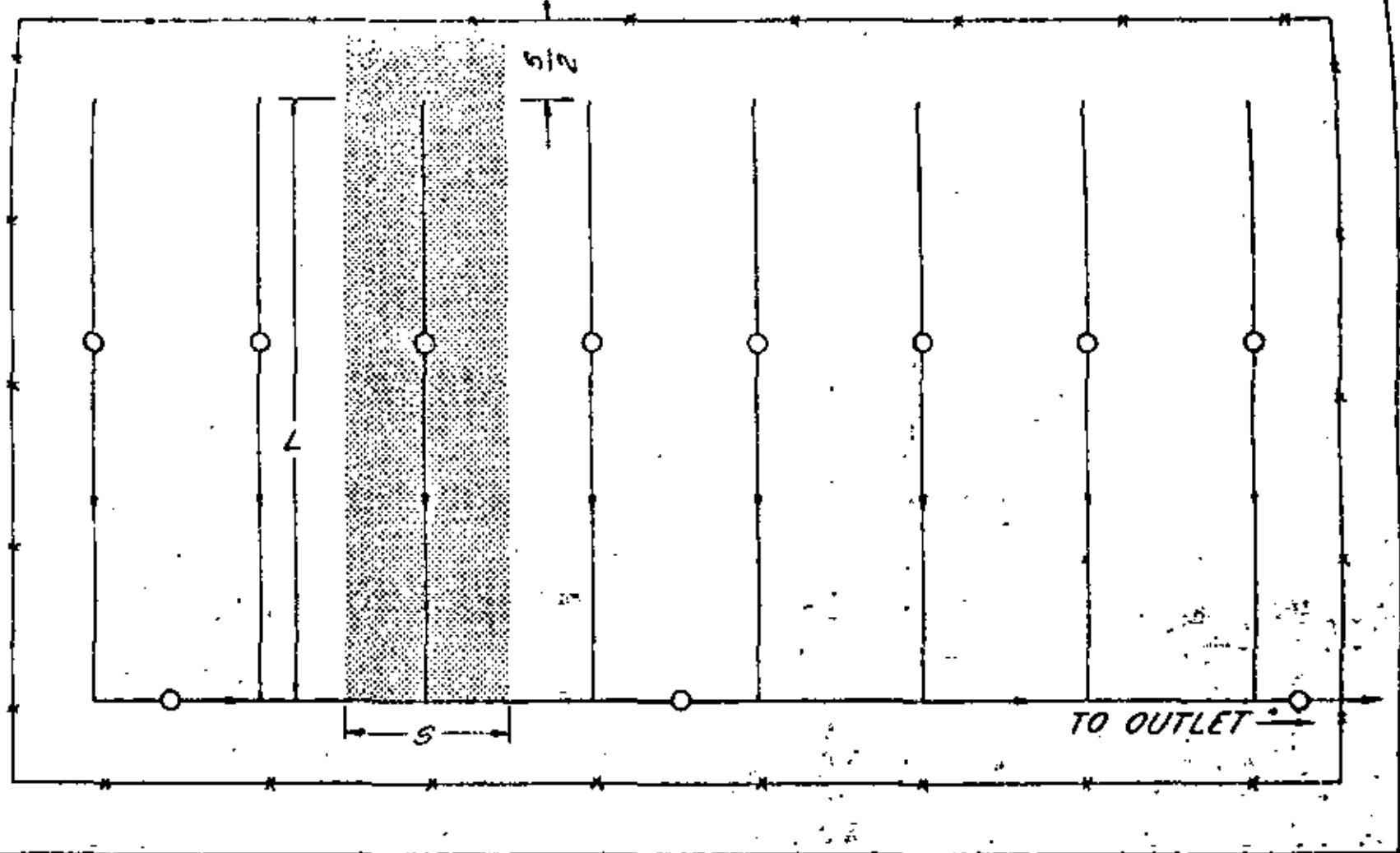


Figure 4-22, Sketch of relief drain system showing symbols in equation 4-3

Example:

1. drain spacing--200 feet
2. drainage coefficient--0.02 in./hr.
3. drain length --3,000 feet

55

Referring to Figure 4-23, find spacing of 200 feet on the left ordinate; follow horizontally to the right to intersect the drainage coefficient curve for value of 0.02; from this point follow vertically to intersect the drain length curve for the value of 3,000; from this point follow horizontally to the right ordinate to read value of design discharge equal to 0.30 cfs.

Interception drains

The capacity of interception drains must be equal to the ground-water flow intercepted. The rate of flow is in accord with the Darcy Law, which states that the velocity of flow of water through porous material is proportional to the hydraulic conductivity and hydraulic gradient. The equation may be stated:

$$v = Ki \quad (\text{Eq. 4-4})$$

where:

$v$  = velocity of flow through the porous medium

$K$  = the hydraulic conductivity

$i$  = the hydraulic gradient (undisturbed state)

The flow of water intercepted ( $Q$ ) is equal to the average velocity multiplied by the cross-sectional area ( $A$ ) of the aquifer intersected below the water table. Therefore, the equation for flow through a porous material is as follows:

$$Q = KIA \quad (\text{Eq. 4-5})$$

Applying this to an interception drain, the cross-sectional area intersected is equal to the effective depth of the drain (vertical distance from the bottom of the drain to the water-table level) times the length of the drain. Stated in mathematical form it is:

$$A = d_e L \quad (\text{Eq. 4-6})$$

where:

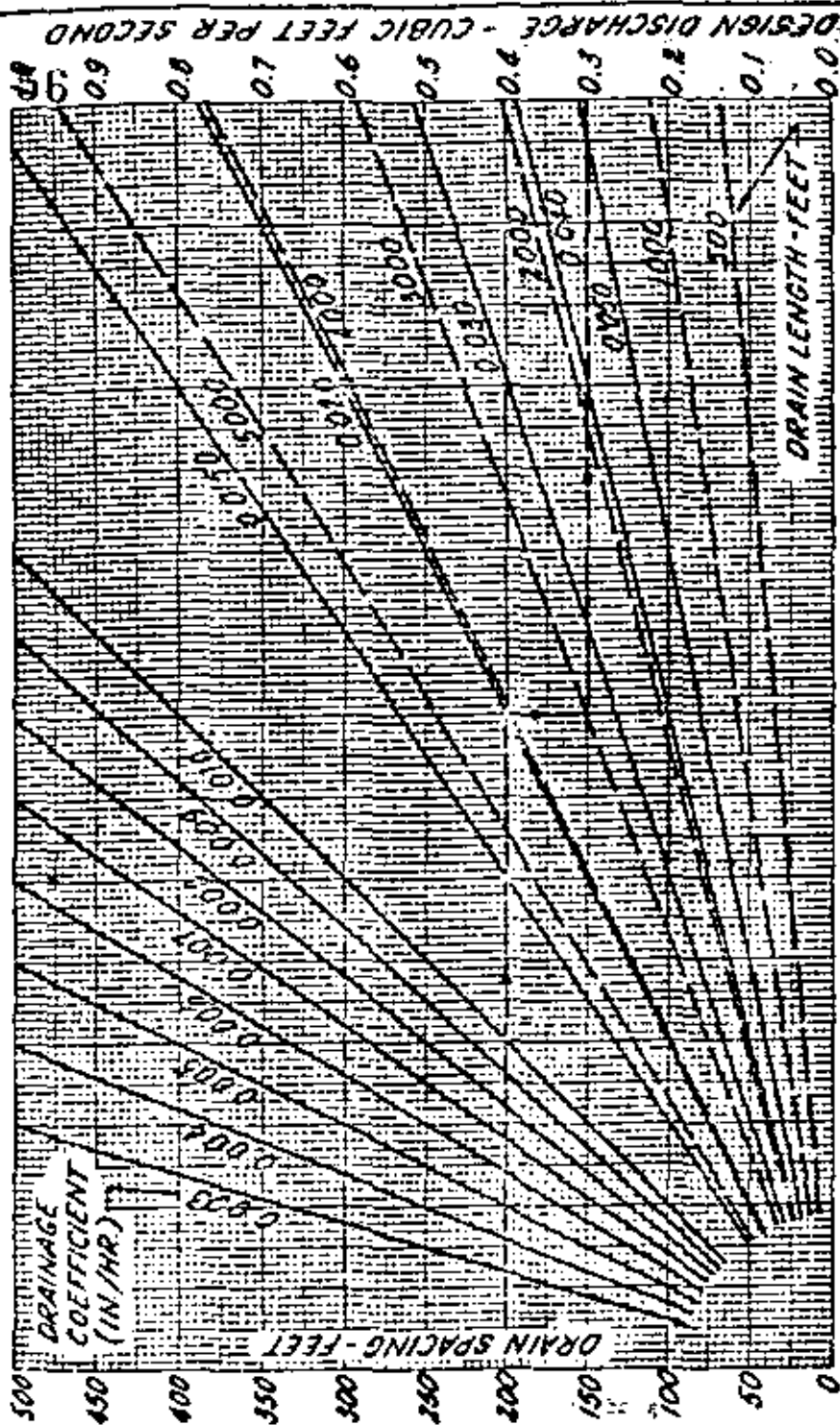
$A$  = cross-sectional area intersected--sq. ft.

$d_e$  = average effective depth of the drain--ft.

$L$  = length of the drain--ft.

Combining equations 4-5 and 4-6 and correcting for units, the equation for the design discharge of an interception drain is:

# GRAPHICAL SOLUTION - DRAIN DESIGN DISCHARGE



Note: This chart is for a single relief drain in a parallel system

Revised by William F. Long.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg. No.  
15-718  
SHEET 1 OF 1  
DATE 8-2-70

Figure 4-23, Graphical solution, drain design discharge

$$Q_1 = \frac{K i d_e L}{43,200} \quad (\text{Eq. 4-7})$$

where: †

57

- $Q_1$  = design discharge of an interception drain--cfs
- $K$  = hydraulic conductivity--in./hr.
- $i$  = hydraulic gradient of the undisturbed water table--feet per foot
- $d_e$  = average effective drain depth--feet
- $L$  = length of drain--feet

The above equation has several limitations when applied in actual practice. The Darcy Law, on which it is based, assumes a homogeneous soil profile; a uniform hydraulic conductivity throughout the soil profile and an accurate determination of the cross-sectional area. The first two assumptions stipulate conditions that are rarely, if ever, found in nature; however, some site conditions may approach these. Use of this formula must be reserved for conditions that approach these idealistic site conditions.

The following is an example illustrating the use of Equation 4-7.

1. The average hydraulic conductivity computed from values measured at various points along the route of the interception drain is 10 in./hr.
2. The hydraulic gradient or slope of the original water-table surface is 0.05 feet per foot.
3. The effective depth of the drain is 7.0 feet.
4. The length of the drain is 4,500 feet.

$$Q_1 = \frac{10(0.05)(7)(4,500)}{43,200} = 0.36 \text{ cfs}$$

In areas where use of the formula is not applicable and where there is no experience with interception drains, it is often desirable to construct a pilot ditch. By measuring the discharge from the pilot ditch an accurate discharge figure can be obtained to design the proper drain size. In some areas this two-step method is an accepted practice for installation of interception drains. The cost of installation is usually higher but due to better information on required capacity the correct size of drain can be determined. This may be substantially smaller than would be selected on the basis of less accurate information, and may result in more than enough saving to offset the cost of two-step construction.

Combination surface and subsurface drainage systems

It is common practice to install systems to serve both surface and subsurface drainage needs. In systems employing only open ditches, the ditches are made deep enough for subsurface drainage and surface water is admitted through drop structures of various types. In systems employing buried drains for subsurface drainage, the system includes land forming practices and field ditches for surface drainage and buried drains for subsurface drainage. The larger laterals and mains of the disposal system are open ditches. Surface water is routed to the open ditches where it is admitted to the system through drop



structures. It should not be admitted to buried drains as it carries debris which may plug the drain. In unusual situations where there is no alternative to admitting surface water to a buried drain, the line should be protected from debris and sediment as described later in this chapter.

The required capacity of dual-purpose ditches is the sum of the design discharge from subsurface drains and the design discharge from surface ditches. Surface water includes irrigation tail water, runoff from precipitation, and flooding that may occur in the event of the failure of irrigation canals serving the area. Under normal conditions the capacity of open ditches used in combination systems is more than adequate because of the depth required for subsurface drainage. However, the capacity should be checked.

### Depth and spacing of drains

#### General

Considerable information and data have been collected and studied to develop criteria for computing the depth and spacing of relief-type drains. Conversely, very little has been done to develop technical criteria to compute the depth and spacing for interception-type drains. The design of interception drains is based largely on experience. It is possible to present some of the known and observed characteristics to serve as a guide to the designer.

Figures 4-24a and 24b are sketches to illustrate the change in configuration of the water table before and after the installation of a ditch or drain for relief drainage. Figure 4-24a shows an open relief ditch and Figure 4-24b shows a relief drain. Relief ditches and drains are located approximately parallel to the direction of ground-water flow or where the water table is relatively flat and will develop similar drawdown curves on either side of the ditch or drain. The new hydraulic gradient will be composed of two similar curves on either side of the drain. It follows that lowering of the water table on either side of the drain will be in the same amount at equal distances on either side of the drain. Relief drains are usually installed in series (parallel system) such that their areas of influence overlap and the new hydraulic gradient is a series of curves (ellipses) with the high point in the curves being at the midpoint between drains.

Figures 4-25a and 4-25b are sketches (exaggerated slope) to illustrate the change in configuration of the water table subsequent to installation of an interception ditch or drain. Figure 4-25a shows an interception ditch and 4-25b an interception drain. Interception ditches and drains "skim-off" or divert the upper portion of ground-water flow, and if fully effective, should lower the water table to near the level of the flow line in the drain.

Interception ditches and drains are effective for a considerable distance below or downslope from the ditch or drain but are less effective above or upslope from it. The new hydraulic gradient upslope from the interceptor is much steeper than that downslope. Under average field conditions it usually coincides with the original gradient at a point less than 300 feet above the interceptor, depending on the depth of the drain, etc. For this reason interception ditches and drains are located near the upper edge of the water area to be protected.

In theory, if there were no accretion to ground water below the location of the interception drain it would be effective an infinite distance downslope. The new downslope hydraulic gradient would be parallel to the original

*WATER TABLE, BEFORE DRAINAGE*

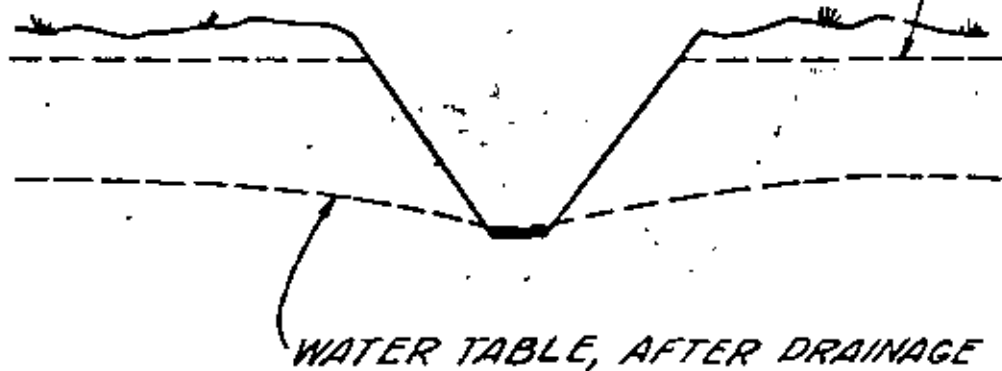


Figure 4-24a, Relief ditch

*WATER TABLE, BEFORE DRAINAGE*

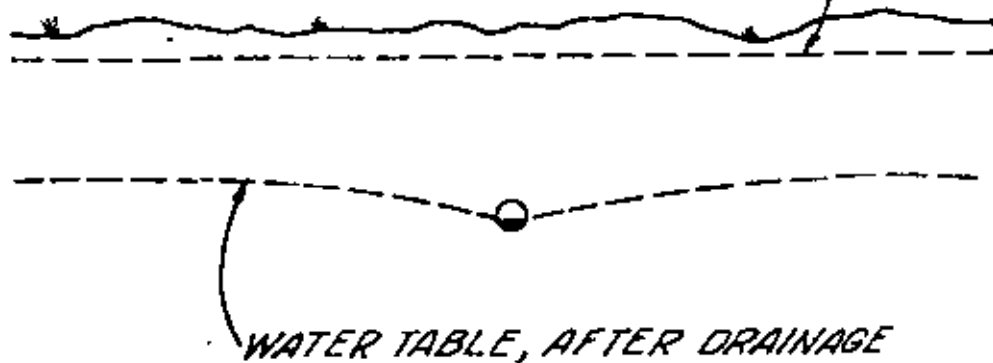


Figure 4-24b, Relief drain

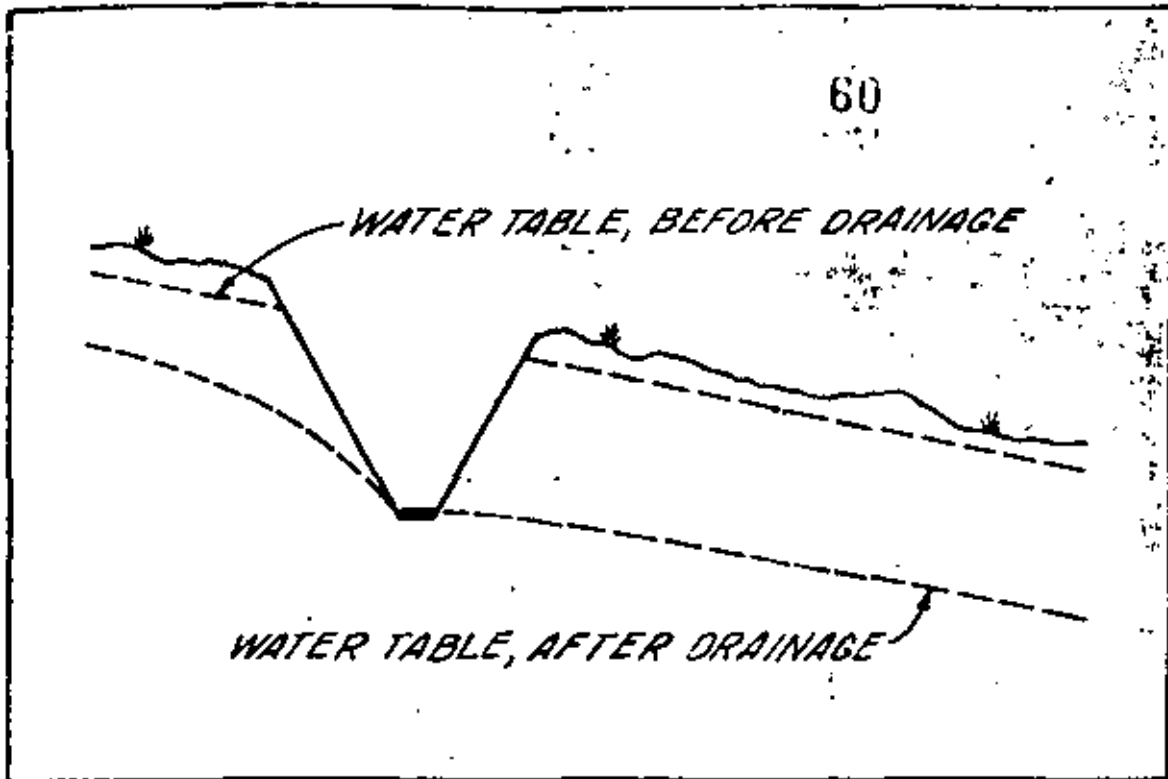


Figure 4-25a, Interception ditch

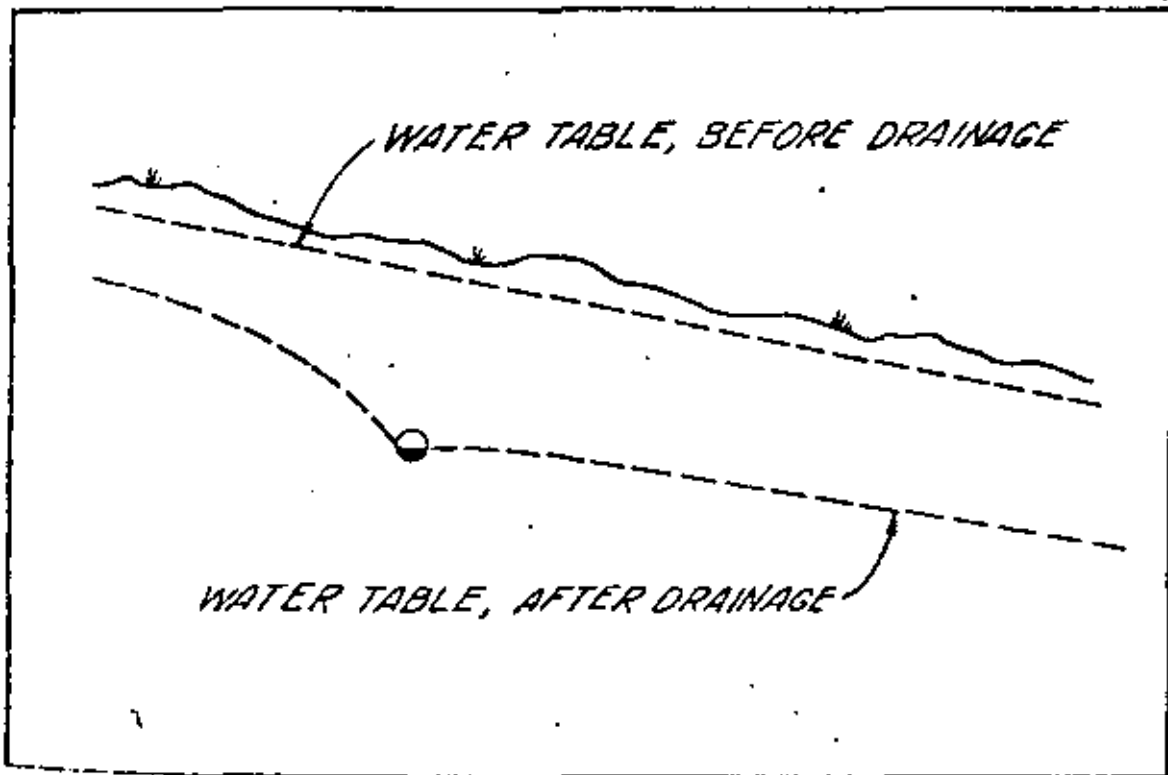


Figure 4-25b, Interception drain

61  
(before drainage) and at a distance below it, equal to the effective depth of the interception drain. Under field conditions, this never occurs as there is always accretion from irrigation or percolation from precipitation, and the new hydraulic grade line is a flat curve which is tangential to the downslope gradient at some point downslope from the drain. The slope of this downslope hydraulic grade line will vary with the amount of accretion from irrigation or precipitation as the case may be. The distance below an interception drain to which it will be effective in lowering the water table involves many factors, but is related primarily to accretions to ground water in the area immediately below the drain. Accretions include general irrigation losses, percolation from rainfall, leaching applications, capillary fringe flows above the phreatic line, and the "bridging-over flow" over the interception drain. These latter two are very difficult to evaluate. They may be significant for buried drains in steep areas but are not a problem in open ditches. Gravel envelopes and porous trench backfill will reduce these bypass flows. It is reasonable to assume that accretions to the downslope water table will be about the same in areas where irrigation methods, climatic conditions, slope and soil conditions are similar. It follows that the drawdown effect below interception ditches and drains where these conditions are similar, will be about the same.

Figure 4-26 is an isometric sketch showing both relief and interception drains, in situs, to illustrate their effect in altering the configuration of the water table. It will be noted that the hydraulic gradient for the undisturbed state (1), in Figure 4-26, has a positive value, perpendicular to the interception drain but is equal to zero perpendicular to the relief drains as shown. From this it is apparent that the slope of the original water-table surface (1) is a factor in the functioning of an interception drain but has no influence in the way a relief drain functions.

Theoretically, the proportional amount of ground water diverted or removed by the interception drain is the proportion of the depth of the drain to the total depth of the aquifer above the barrier (7). If the interception drain is placed on the barrier and has adequate capacity to collect and remove the ground water present (with no bridging-over effect) it will remove all of the flow from the aquifer.

A barrier is defined as a less permeable stratum, continuous over a major portion of the area to be drained, and of such thickness as to provide a positive deterrent to the downward percolation of ground water. The hydraulic conductivity of the barrier material must be less than 10 percent of that of the overlying material if it is to be considered as a barrier.

As previously stated, relief drains have a drawdown effect equidistant on either side of the drain. The drawdown curves that develop as a result of drainage, are described mathematically by the Modified Ellipse equation as given later in this chapter. This equation has a factor for the depth to the barrier which reduces the spacing as the depth to barrier is reduced.

From the above discussion on relief and interception drains, two significant points have been emphasized. First, the distance to which interception drains are effective in lowering the water table varies with the slope of the hydraulic grade line of the original water-table surface, but is not limited by the position of the barrier. Secondly, the distance to which relief drains are effective in lowering the water table varies with the position of the barrier, but is not influenced by the slope of the hydraulic grade line of the original water-table surface. These points suggest that relief drains may be

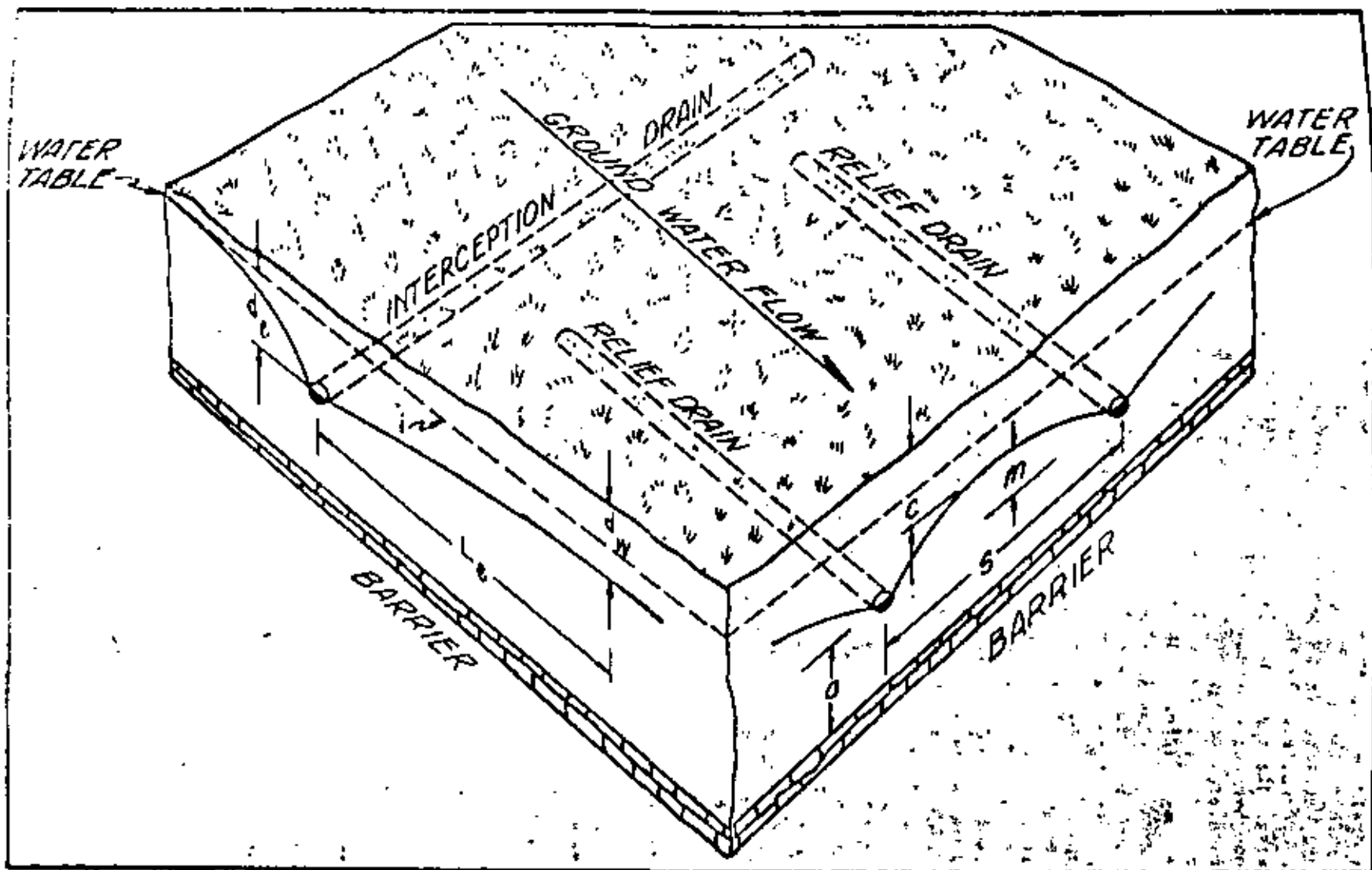


Figure 4-26, Isometric profiles relief and interception drains

more suitable to some site conditions and interception drains more suitable to others, but the choice of which to use will be largely dependent on the depth to barrier and the hydraulic gradient of the water table at the site. Two general rules that have been fairly well established through field experience are as follows:

1. Where a barrier is present at shallow depths (twice the drain depth or less), the effect of relief drains is seriously reduced and interception drains should be considered, other factors being suitable.
2. Where the hydraulic gradient of the water table is low, the effect of interception drains is seriously reduced and relief drains should be considered, other factors being suitable.

63

#### Relief drains

Humid areas. - In the humid areas of the United States, depth and spacing of drains have been largely determined by experience and judgment for specific soil conditions. Recommendations have been made in most areas for drain depth and spacing in the majority of soils needing drainage. Optimum drain depth for laterals is influenced by soil permeability, spacing, optimum depth of water table, crops, depth to impervious strata, and outlet depth for the system. In mineral soils the minimum cover over the drain should be 2 feet and in organic soils 2.5 feet. The drain trench depth usually varies from 30 to 60 inches. In choosing the depth of the drain where practical, will permit the use of wider spacing.

Spacing formulas have been used successfully in the humid area. Further correlation between various formulas and results obtained from existing installations are needed to determine the specific formula which can be used most successfully to determine drain spacing on land where experience is lacking.

Irrigated areas. - In irrigated areas of the semiarid and arid part of the United States, the depth of drains depends upon the same factors as in the humid areas with the additional requirement for control of salinity. This usually requires a depth of drains from 6 to 12 feet. Experience with effective installations in specific areas is utilized to select drain depths. Individual investigations are required to determine the most effective depth for drains. In general, drains should be as deep as practical and economical considering equipment available and cost of construction and maintenance. The depth of the outlet should be adequate to permit installation of drains at the depth required and to discharge above low flow in the outlet. This may require a sump and pump. The spacing of drains may be uniform for a given soil and will depend upon the hydraulic conductivity of the soil for the pre-determined depth, the required depth of drawdown midway between the drain, on the applicable drainage coefficient, and on the depth to the barrier.

Ellipse equation. - After the depth of the drain has been determined the spacing may be computed by formula. The particular formula selected for computing the spacing of relief drains is influenced by site conditions and experience obtained from drains installed by use of the formula. The ellipse equation is used extensively to determine the spacing of relief-type drains. It is usually expressed in the following form (refer to Figure 4-27).

$$S = \frac{\sqrt{4K(m^2 + 2am)}}{q} \quad (\text{Eq. 4-8})$$

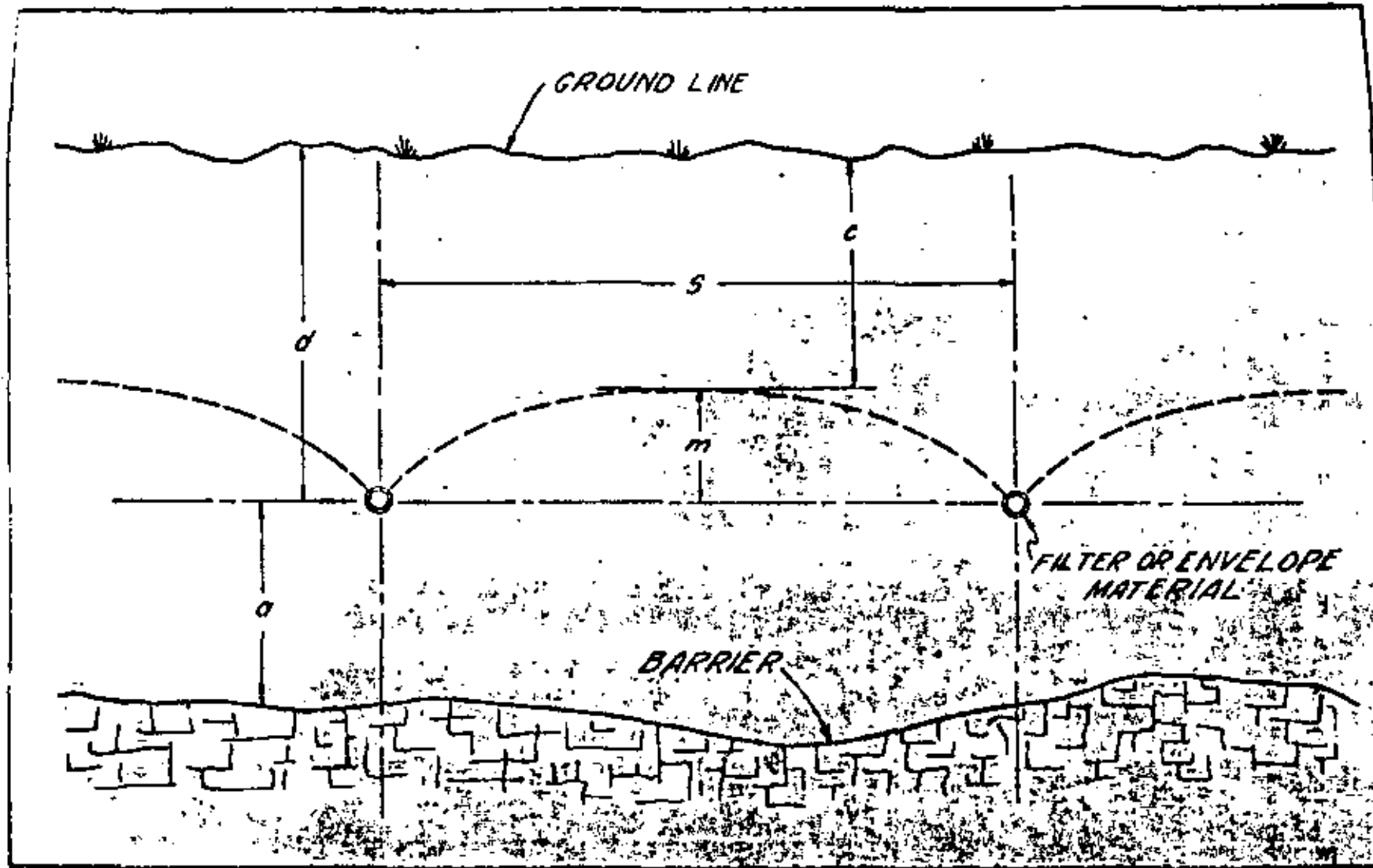


Figure 4-27, Cross-sectional sketch showing symbols used in ellipse equation

where:

- S = drain spacing--feet
- K = average hydraulic conductivity--in./hr.
- m = vertical distance, after drawdown, of water table above drain at midpoint between lines--feet
- a = depth of barrier below drain--feet
- q = drainage coefficient--in./hr.
- d = depth of drain--feet
- c = depth to water table desired--feet

65

NOTE: The units of K and q may be in "inches removal in 24 hours" or "gallons per square foot per day" but both must be in the same units in this equation.

The ellipse equation is based on the assumption that the streamlines of flow in a gravity system are horizontal and that the velocity of flow is proportional to the hydraulic gradient or the free water surface. Although it is known that these assumptions are only approximate, they may approach actual conditions very closely under certain site conditions. For this reason use of the formula should be limited to the following conditions:

1. Where ground-water flow is known to be largely in a horizontal direction. Examples of this are stratified soils with relatively permeable layers acting as horizontal aquifers.
2. Where soil and subsoil materials are underlain by a barrier at relatively shallow depths (twice the depth of the drain or less) which restricts vertical flow and forces the ground water to flow horizontally toward the drain.
3. Where open ditches are used, or where drains with sand and gravel filters or porous trench backfill materials are used. These are conditions where there is a minimum of restriction to flow into the drain itself and where convergence of flow at the drain is slight.

Example 1:

The following example is given to illustrate the use of this equation when variable (a) does not exceed the value of variable (d). (Figure 4-27).

1. Parallel relief drains are to be installed at a depth of 8 feet (d = 8).
2. Subsoil borings indicate an impervious barrier of shale at a depth of 15 feet below the ground surface: a = (15 - d) = 7.
3. The minimum depth to water table desired, after drainage, is 5 feet (c = 5), therefore: m = (d - c) = 3.



4. The average hydraulic conductivity of the subsurface materials is 2 inches per hour ( $K = 2$ ).
5. The applicable drainage coefficient for the area is 0.01 in./hr. ( $q = 0.01$ ).

$$S = \frac{\sqrt{4(2)(3^2 + 2(7) - 3)}}{0.01} = 202 \text{ feet}$$

In actual practice this would be adjusted to conform with field dimensions. The precision of the data is such that an adjustment of 5 percent in the spacing is considered permissible.

#### Graphical solution of Example 1:

Figure 4-28 (sheets 1 and 2) are charts for the graphical solution of this equation. In order to use these charts it is necessary to know the values of  $a$ ,  $m$ ,  $K$ , and  $q$ . To illustrate the use of the charts the example given above is solved. Vertical scales are on the short dimension of charts.

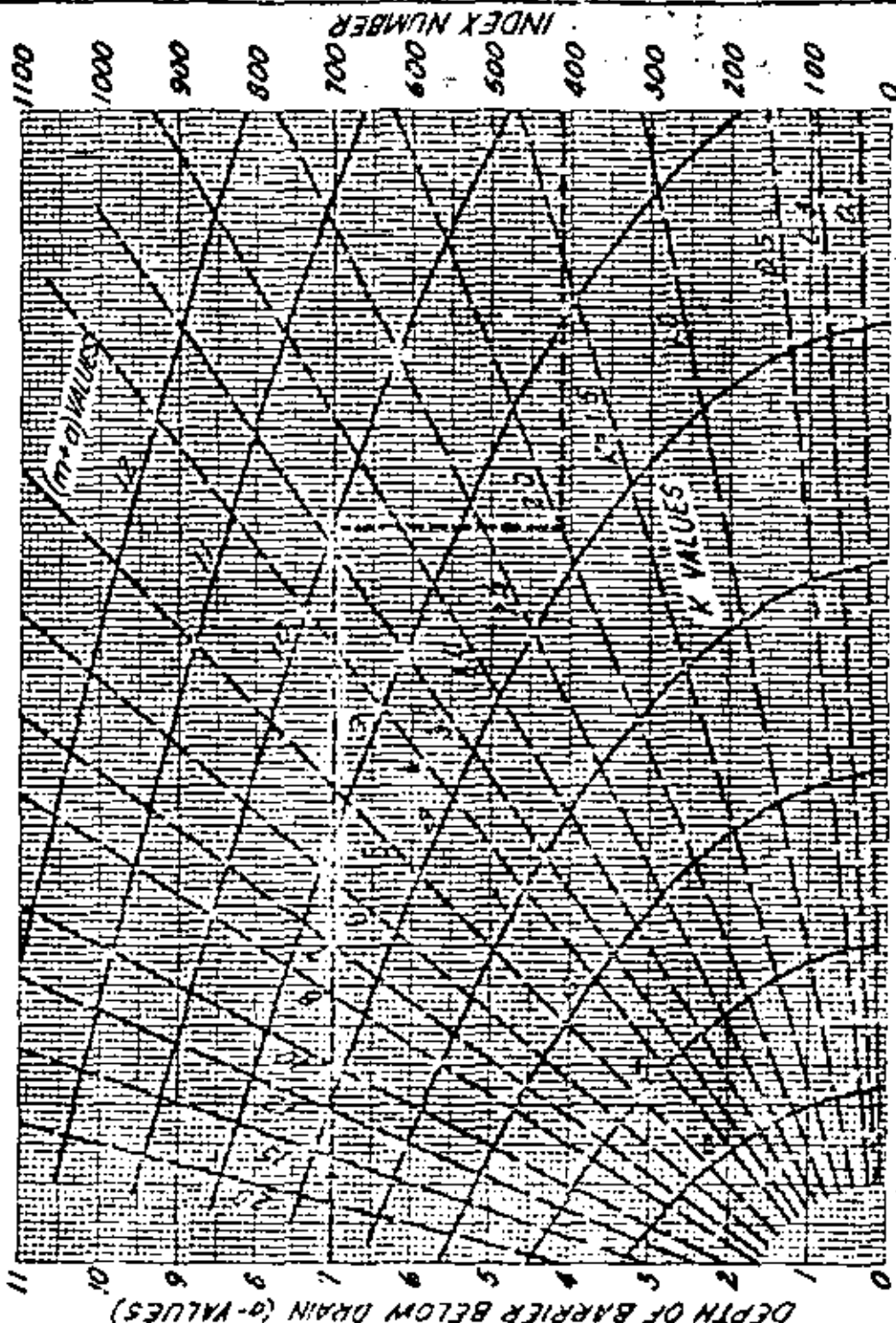
$$\begin{aligned} a &= 7 \text{ feet} \\ m &= 3 \text{ feet} \\ (m + a) &= 10 \text{ feet} \\ K &= 2 \text{ in./hr.} \\ q &= 0.01 \text{ in./hr.} \end{aligned}$$

Step 1. Referring to Figure 4-28 (sheet 1), find  $a = 7$  on the left-hand vertical scale. Project this horizontally to the right and find the point where it intersects the curve  $(m + a) = 10$ . From this point follow the vertical line up or down, as the case may be, to intersect the radial dashed line  $K = 2$ . From this point follow the horizontal line to the right-hand vertical scale and read the index number, 410. Note this index number down for continuation of the solution on Figure 4-28 (sheet 2).

Step 2. Referring to Figure 4-28 (sheet 2), find the index number 410 on the right-hand vertical scale. Project this point horizontally to the left to intersect with the curved line  $q = 0.01$ . From this point follow vertically down to read the spacing  $S = 203$ . This is the spacing in feet. This spacing is well within the 5 percent error and should be adjusted within acceptable limits to the spacing which will most nearly fit the dimensions of the field to be drained. For example, assume the dimension of the field, perpendicular to the direction of the drains, is 1,320 feet. Six drains will give a spacing of 220 feet, which is too great. Seven drains will give a spacing of 188 feet, which is satisfactory.

Modified ellipse equation. - As previously discussed in the text, the ellipse equation is satisfactory for computing drain spacing where the flow of ground water is largely horizontal, where the depth to barrier is less than twice the drain depth and where open ditches or drains or drains with sand-gravel envelopes or porous trench backfill materials are used. This will result in only a slight convergence of flow at the drains which can be ignored. For conditions where convergence is significant, it is necessary to modify the ellipse equation. This is true for the following site conditions.

# 67 SOLUTION OF ELLIPSE EQUATION



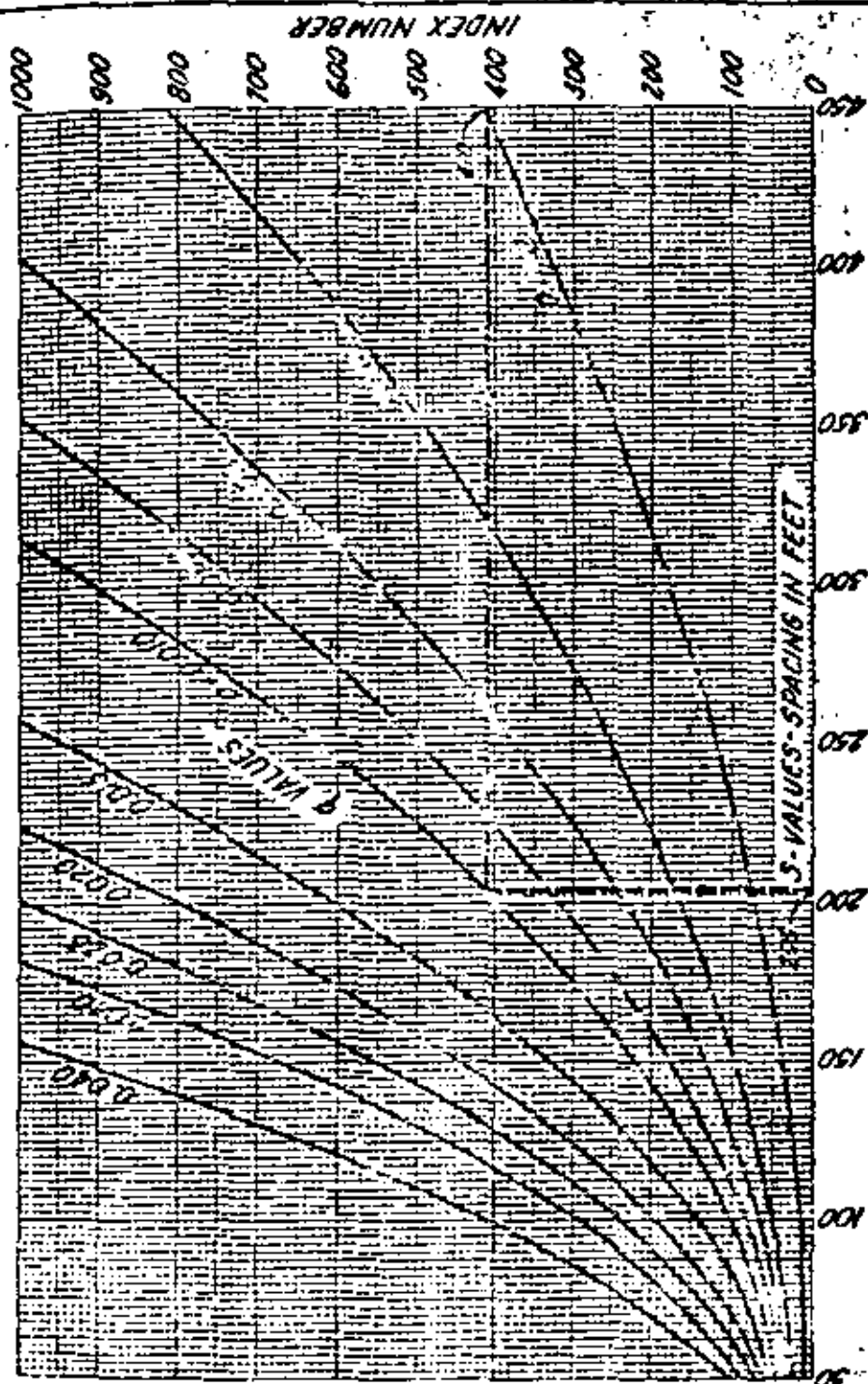
REFERENCE: Developed by  
William F. Long from equation  
by Damon-Bianca et al.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
ES-717  
SHEET 1 OF 2  
DATE 8-2-70

Figure 4-28, Solution of ellipse equation

## SOLUTION OF ELLIPSE EQUATION



Revised by  
 U.S. Department of Agriculture  
 Soil Conservation Service

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 ES-217  
 SHEET 2 OF 2  
 DATE 8-3-70

Figure 4-28, Solution of ellipse equation

1. Where soils and subsoils are deep homogeneous materials without horizontal stratification.
2. Where barriers, if present, are at depths in excess of twice the drain depth.
3. Where drains are placed without porous filters and where the trench backfill materials have a low permeability.

These are conditions where there is significant restriction to flow into the drain itself and where convergence of flow at the drain is significant.

Formulas to take into consideration the radial flow around drains have been developed by Hooghoudt and Ernst (see Chapter 1, page 1-21). Soil Conservation Service personnel have prepared charts for the direct solution of drain spacing based on Hooghoudt's tables and the units of measurement listed on page 4-59.

Hooghoudt's procedure (8) involves determination of an "equivalent depth" to the barrier below the drain and substituting this for the actual depth to barrier in the ellipse equation. This procedure is discussed, among others, by Bouwer and van Schilfegaarde (9). The charts mentioned above are not a direct solution of the ellipse equation but give a graphical solution of a modified ellipse equation in which an equivalent depth has been substituted for the depth to barrier.

The value of (a), the depth to barrier, as used in these charts is the actual depth to barrier below the drain.

1. Graphical solution - depth to barrier known. Figure 4-29 (sheets 1, 2, and 3) are actually parts of the same chart which has been subdivided into page-size-sheets for inclusion in this handbook. These charts give a graphical solution of the modified ellipse equation.

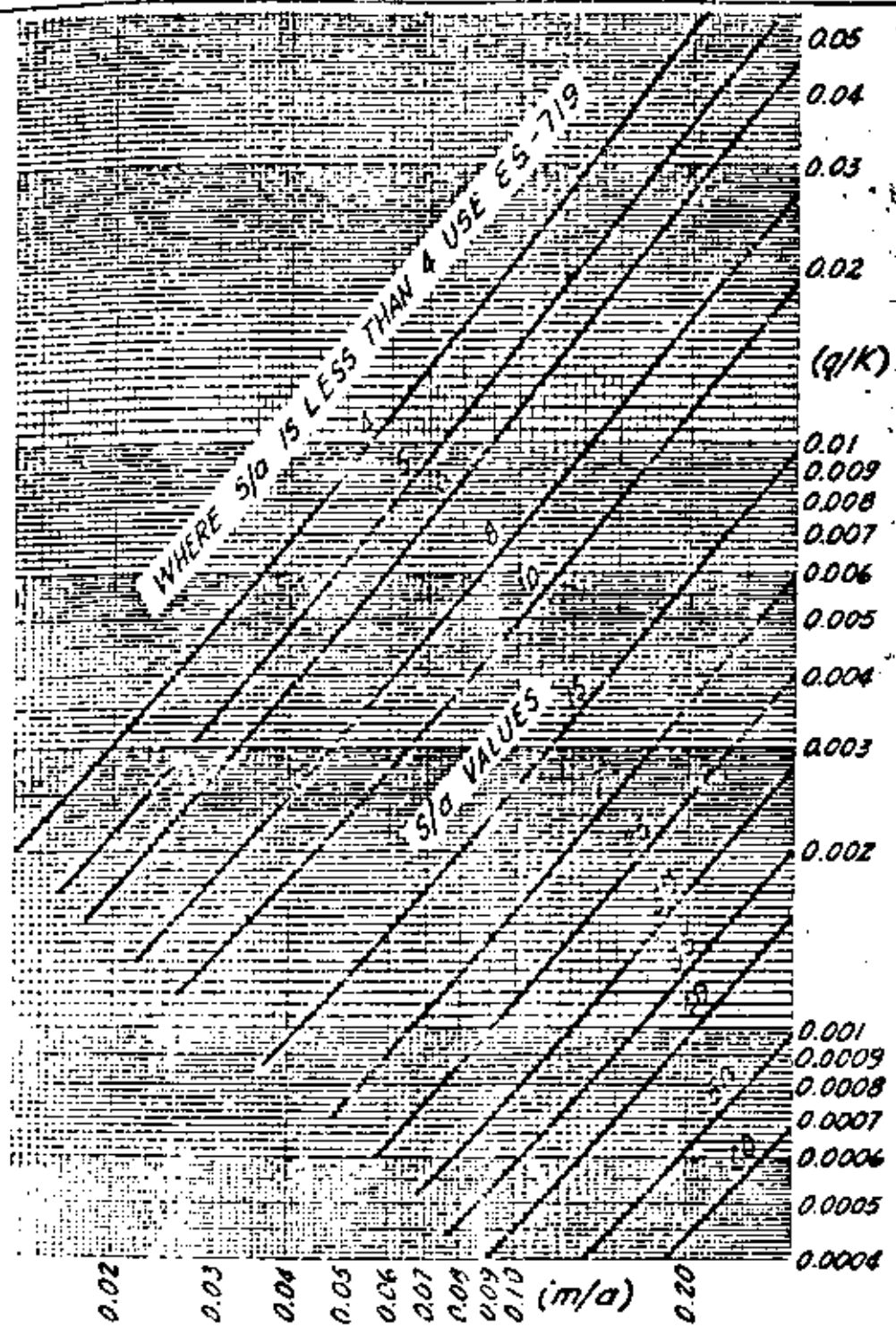
The graphical solution for the modified ellipse equation (using Figure 4-29) is satisfactory where the depth to barrier affects the drain spacing significantly. This is where the spacing is up to about four times the depth to barrier or  $S/a$  is greater than four.

The factors needed for solution by these charts are  $s$ ,  $m$ ,  $K$ , and  $q$  as defined on page 4-59 for the ellipse equation. In using these charts it is necessary to first compute the values of  $q/K$  and  $m/a$  and then select the appropriate chart. The range of each chart is as follows:

Figure	Values of $q/K$	Values of $m/a$
4-29 (sheet 1)	0.0004 - 0.05	0.02 - 0.30
4-29 (sheet 2)	0.001 - 0.10	0.30 - 7.0
4-29 (sheet 3)	0.00001 - 0.001	0.30 - 7.0

From the proper chart find the point of intersection for values of  $q/K$  and  $m/a$  and interpolate for the value of  $S/a$  from the curves given. Multiply the  $S/a$  value obtained times the value of (a) to obtain the spacing. Use of these charts is illustrated by the following example:

# SOLUTION OF MODIFIED ELLIPSE EQUATION



Prepared by  
 U.S. Department of Agriculture  
 Soil Conservation Service  
 Engineering Division - Drainage Section

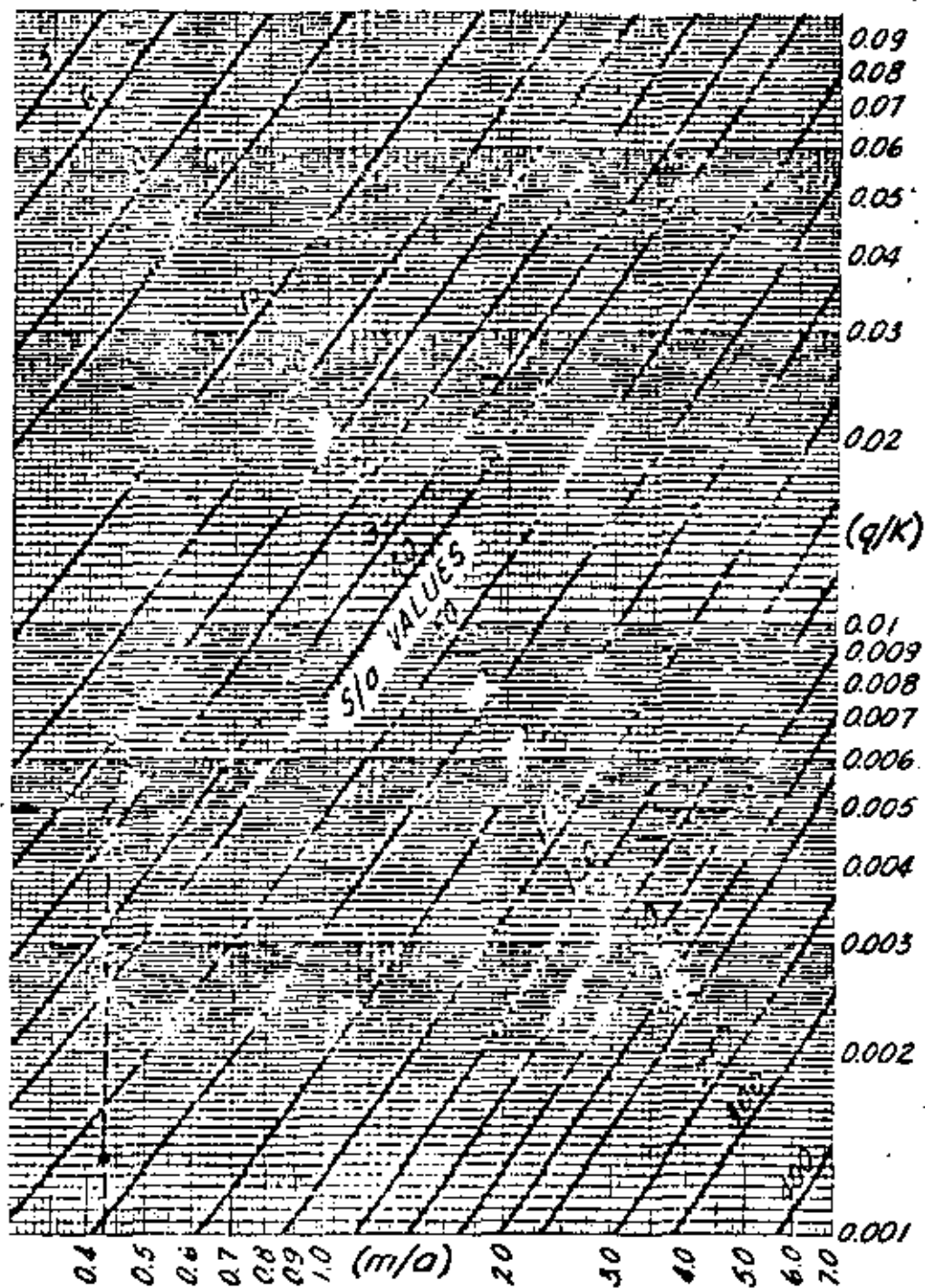
U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 ES-718  
 SHEET 1 OF 3  
 DATE 8-3-70

Figure 4-19, Graphical solution of modified ellipse equation

# SOLUTION OF MODIFIED ELLIPSE EQUATION

71

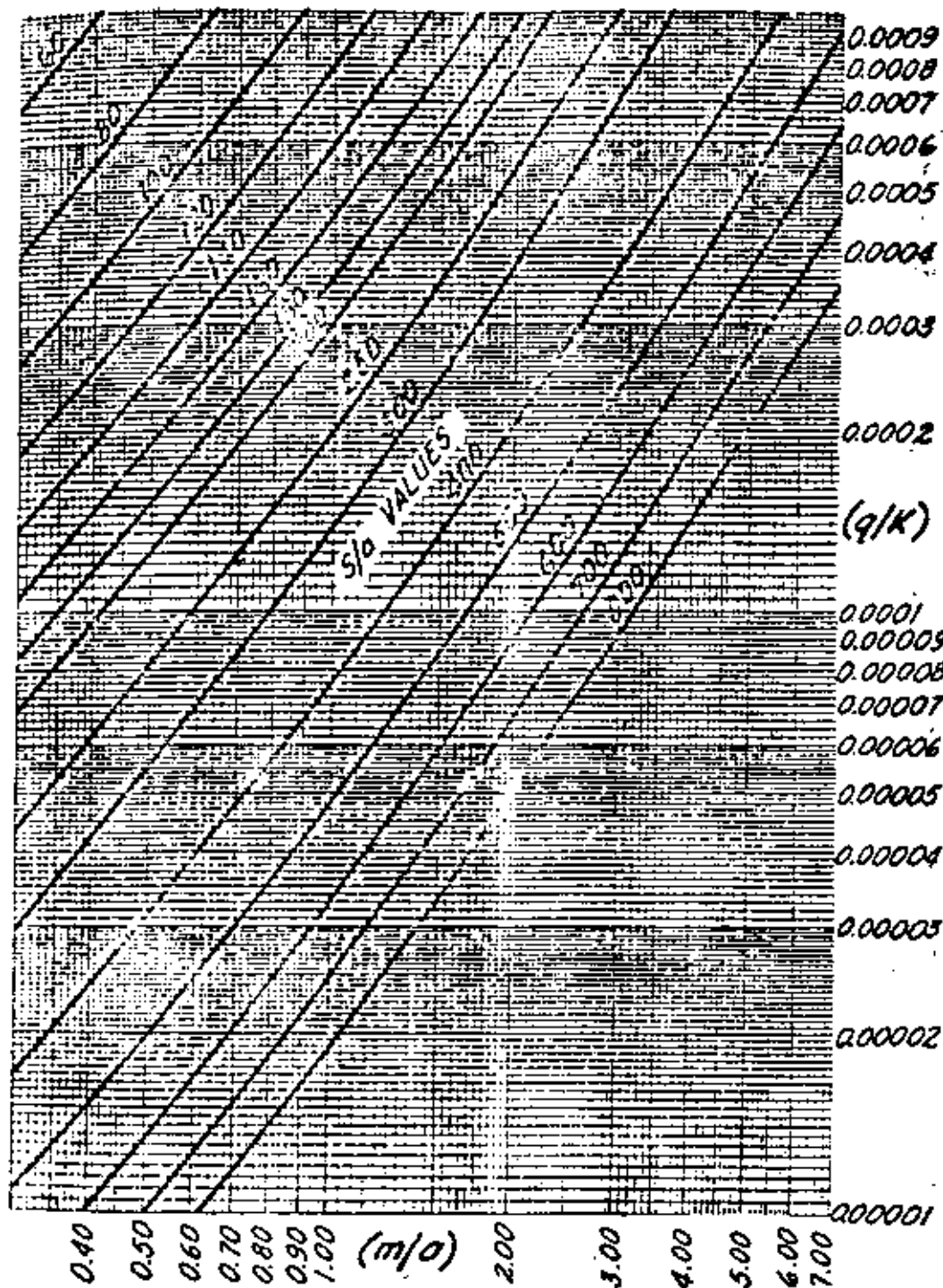


REFERENCE: Derived by  
 B. J. Jones, Schilling, et al.  
 Brownson & Long.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION-DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 ES-718  
 SHEET 2 OF 3  
 DATE 8-2-70

Figure 4-29, Graphical solution of modified ellipse equation



Developed by  
 E. J. Schilf, Gardner  
 Brumfield & Long

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 ES - 718  
 SHEET 3 OF 3  
 DATE 8-3-70

Figure 4-29. Graphical solution of modified ellipse equation

Example 2:

Determine the spacing for the conditions given in Example 1 illustrating use of the ellipse equation, 4-8, page 4-57.

where:

$$a = 7 \text{ feet}$$

$$m = 3 \text{ feet}$$

$$q = 0.01 \text{ in./hr.}$$

$$K = 2.0$$

Solution:

$$\frac{m}{a} = \frac{3}{7} = 0.43$$

$$\frac{q}{K} = \frac{0.01}{2} = 0.005$$

Refer to Figure 4-29 (sheet 2), find  $S/a = 28$ .

$$S = \frac{S}{a} \times a = 28 \times 7 = 196 \text{ feet}$$

The spacing is slightly less than the 202 feet obtained by using the ellipse equation. Differing values will be obtained for most cases where the depth to barrier is less than twice the drain depth as previously discussed. It will not be the case, where the barrier is at a greater depth.

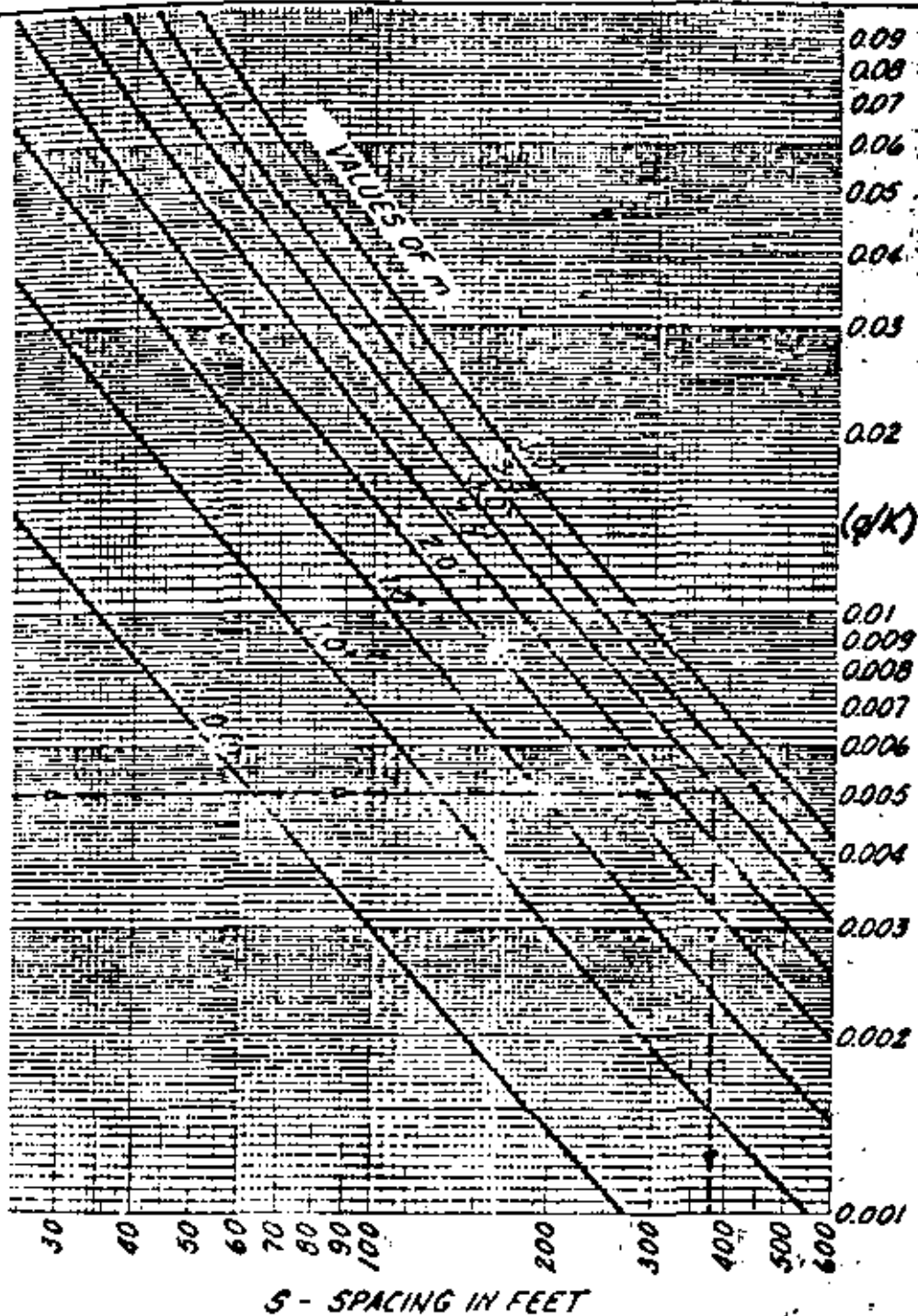
2. Graphical solution - no barrier present or depth to barrier greater than one-fourth estimated spacing. Where there is no known barrier present or where its depth below the tile is greater than one-fourth the estimated spacing, the barrier will have no effect on the operation of the relief drain. For this case the barrier will be considered to be infinitely deep and the method described above is not applicable as there is no realistic value for (a). The smallest  $S/a$  value given in Figure 4-29 (sheet 1) is equal to four. If the value of  $S/a$  is less than four, the solution can be found by using Figure 4-30, which is discussed below.

The chart shown as Figure 4-30 has been prepared for graphical solution of the modified ellipse equation for the case where the depth to barrier is considered to be infinite. It will be noted that on this chart the vertical scale is in units of  $q/K$  and the horizontal scale in units of (S), the drain spacing. The family of curves on this chart is drawn for selected values of (m). To use this chart it is necessary to know the value of  $q/K$  and (m). Find  $q/K$  on the vertical scale; project this horizontally to the right to the proper curve for the value of (m) and from this point follow vertically down to read the value of (S) on the horizontal scale. This is the spacing in feet.

Example: Determine the spacing for the previous problem, assuming all conditions the same except that there is no barrier present, or that its depth is greater than one-fourth the estimated spacing where:



# DEPTH TO BARRIER INFINITE



REFERENCE: Developed by  
 Thomas S. Hardy, et al.  
 1954, Agricultural Research Service

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.  
 IS - 718  
 SHEET 1 OF 1  
 DATE 8-2-70

Figure 4-30. Solution of modified ellipse equation

$$\frac{q}{K} = \frac{0.01}{2} = 0.005$$

The value of (m) is given. When  $m = 3$  (from the chart, Figure 4-30)

$$S = 380 \text{ feet.}$$

75

Nomographs for the calculation of drain spacings have been developed by W. P. J. van Beers, Senior Research Officer, International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, the Netherlands. Nomographs are included for calculation of drain spacing by use of the Hooghoudt and Ernst formulae, and for determination of drain spacing in accord with the transient flow concept developed by Glover and Dumm. See references (6, 7, 8, 10, and 11) in Chapter 1. The nomographs included in Bulletin 8 of the Institute are convenient to use when measurements are in metric units.

Van Beers' nomographs for solution of the Hooghoudt formula are applicable to drains in a homogeneous soil, and where the drains are on or below the interface between two soils of different permeabilities. When the drains are above the interface, the solution given by the Ernst formula is applicable. The nomograph for determination of drain spacing by the Glover and Dumm formula may be used when the nonsteady state or transient flow concept is applicable.

Artesian areas. - In areas that are subject to artesian flow from permeable aquifers, present below the drain, relief-type drains are usually installed to solve the problem. The proper depth and spacing for these drains are computed by using the formulae for relief drains as previously discussed; however, special consideration must be given to selecting drainage coefficients that are applicable to artesian conditions.

In nonartesian areas the drainage coefficient is based on the expected infiltration from precipitation and/or deep percolation from irrigation. In artesian areas ground water moves upward into the root zone in addition to water that infiltrates from the surface, so the amount of ground water to be removed by drainage is greater. For this reason drainage coefficients applicable to artesian areas are always greater than those applicable to nonartesian areas. This usually requires closer spacing of drains in artesian areas.

The rate at which ground water under artesian pressure moves upward into the root zone is a function of artesian pressure, the depth of the artesian aquifer below the drain and the permeability of the subsurface sediments through which the artesian water must flow. Knowing the values of these variables for a given situation, it is possible to compute the rate of artesian flow and to establish a drainage coefficient applicable to the accretion caused by artesian conditions. This, when added to the drainage coefficient locally established for accretion from precipitation or irrigation provides a drainage coefficient applicable to artesian areas. Experience has indicated that this coefficient is in the range of one and one-half to two times the normal values used in nonartesian areas.

Recognizing that we do not currently have a precise method of computing the value of accretions from artesian flow, the design of drainage systems should be conservative. Disposal drains, mains, and important lateral drains should be designed with some excess capacity. Lateral collector drains can be designed on a less conservative basis as additional collector drains can be installed to supplement the system if it is found to be deficient. This approach is often the most practical and least costly method in areas where

ground-water yields from artesian flows are indeterminate. The important consideration is to provide for excess capacity in the disposal system so that additional collector drains can be added later.

Use of open ditches for relief drainage. - Open ditches may be used to provide subsurface drainage and are often considered for use in flat fields where lack of grade, depth of outlet, soil characteristics, or economics do not favor buried drains. The ditches must be deep enough to provide for the escape of ground water found in permeable strata or in water-bearing sediments. Spacing of the ditches varies with soil permeability and crop requirements. Because of their required depth the ditches usually have adequate capacity to carry both surface and subsurface water. Advantages in using open ditches include the following:

1. Open ditches usually have a smaller initial cost than buried drains.
2. Inspection of open ditches is easily accomplished.
3. They are applicable in soils where buried drains are not recommended.
4. Open ditches may be used on a very flat gradient where the depth of the outlet is not adequate to permit gravity flow from drains installed at the required depth and grade.

Disadvantages in using open ditches are as follows:

1. Open ditches require considerable right-of-way which reduces the area of land available for other purposes.
2. Open ditches require more frequent and costly maintenance than buried drains.

#### Interception drains

Interception drains may be planned as single random drains or as a series of parallel drains. They are used where soils and subsoils are relatively permeable and where the gradient of the water table is relatively steep. Interception drains skim off or divert a portion of ground-water flow, thereby lowering the water table in the area below or downslope from the interception drain. The distance that the water table is lowered below the drain is directly proportional to the depth of the drain; therefore it is desirable to make interception drains as deep as possible consistent with other factors. The upslope effect of interception drains varies with the hydraulic gradient, decreasing as the hydraulic gradient increases. This upslope effect of true interception drains is usually small and is often ignored.

Theoretically, a true interception drain lowers the water table downslope from the drain to a depth equal to the depth of the drain, and the distance downslope to which it is effective in lowering the water table is infinite, provided there is no accretion to ground water in that distance. Under field conditions, where there is infiltration from precipitation or deep percolation from irrigation, there is always accretion to ground water. The distance downslope from the drain to which it is effective is governed by the amount of these accretions.

In the design of interception drains it is usually necessary to estimate the upslope effect of interception drains to determine if one or several such drains are needed to lower the water table in the wet area. This is a diffi-

cult problem, but can be approached by use of an empirical equation or by progressive construction.

The equation is based on the assumption that the drain intercepts all the flow upslope from it to the depth of the drain, and the distance downslope to which it is effective is dependent on the depth of drainage required and the accretion to ground water in the area below the drain. Referring to Figure 4-31 this is the reach (L) from the drain to point (m) where the drain is no longer effective. For purposes of this discussion, a true interception drain is defined as one in which all ground-water flow enters the drain from the upslope side. Based on presently available information, true interception is thought to occur when the hydraulic gradient of the undisturbed water table is in the range of 0.01 to 0.03 feet per foot or greater. Where the gradient is less than this the interception drain functions more like a relief drain and the spacing should be computed using the ellipse equation, as previously discussed in this chapter. The equation is:

$$L_e = \frac{K_i}{q} (d_e - d_w + W_1^2) \quad (\text{Eq. 4-9})$$

where:

$L_e$  = the distance downslope from the drain to the point where the water table is at the desired depth after drainage--feet

$K$  = the average hydraulic conductivity of the subsurface profile to the depth of the drain--in./hr.

$q$  = drainage coefficient--in./hr.

$i$  = the hydraulic gradient of the water table before drainage (undisturbed state)--feet per foot

$d_e$  = the effective depth of the drain--feet

$d_w$  = the desired minimum depth to water table after drainage - based on agronomic recommendations--feet

$W_1$  = the distance from the ground surface to the water table at the drain--feet

$W_2$  = the distance from the ground surface to the water table, before drainage, at the distance ( $L_e$ ) downslope from the drain--feet

In Equation 4-9, ( $L_e$ ) and ( $W_2$ ) are interdependent variables. In the solution of the equation it is necessary to estimate the value of ( $W_2$ ) and make a trial computation. If the actual value of ( $W_2$ ) at distance ( $L_e$ ) is appreciably different, a second calculation may be indicated. In those cases where the gradient ( $i$ ) is uniform throughout the area, ( $W_2$ ) can be considered as equal to ( $W_1$ ).

Example: Refer to Figure 4-31. Determine the distance downslope from an interception drain that it would be effective under the following given conditions:

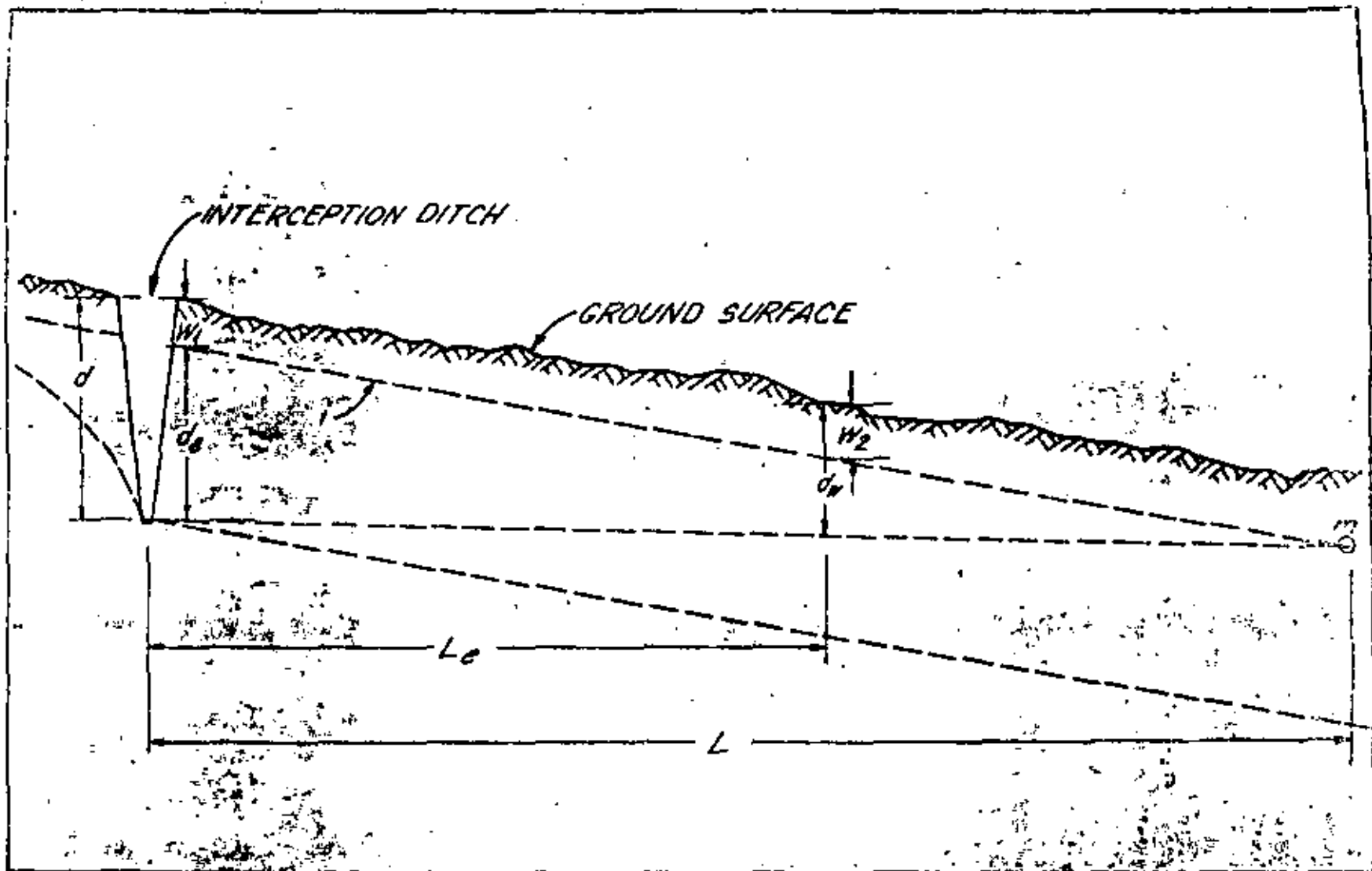


Figure 4-31, Cross-sectional profile, interception drain and area influenced

d = depth of drain = 8 feet

W<sub>1</sub> = 1.5 feet

K = 6 in./hr. (from auger hole tests)

i = 0.05 (feet per foot)

q = 0.004 in./hr. (locally established drainage coefficient)

d<sub>v</sub> = 3 feet (from local agronomic experience)

d<sub>e</sub> = d - W<sub>1</sub> = 8 - 1.5 = 6.5 feet

Assume: W<sub>2</sub> = W<sub>1</sub> = 1.5 feet

L<sub>e</sub> =  $\frac{Ki}{q} (d_e - d_v + W_2)$

L<sub>e</sub> =  $\frac{(6)(0.05)}{(0.004)} (6.5 - 3 + 1.5) = 375$  feet

At a distance of 375 feet downslope from the drain, the depth to water table would be 3 feet. If two or more parallel interception drains are to be used, the spacing between the first and second drains would be 375 feet as computed above. The spacing between the second and third drain, third and fourth, etc. would have to be recomputed using adjusted values for (i) and (d<sub>e</sub>) due to the change in the hydraulic gradient caused by the first interception drain.

Multiple interception drains - Where it is necessary to install multiple interception drains, and site conditions are such that the above equation is not applicable, it may be feasible to install the system progressively and avoid the uncertainties of estimating spacing. This may be accomplished by constructing the first drain to protect the higher portion of the wet area and delaying construction of the lower drains to allow time to evaluate the effect of the first one. Spacing of additional drains can be accurately determined by exploring water table levels below the first drain to establish a spacing interval. Referring to Figure 4-31, the second interception drain would be located a distance (L<sub>e</sub>) below the first drain, where the desired drawdown is effected. In actual practice this distance could be extended a short distance to allow for some upslope drawdown.

The upslope drawdown is a function of the depth of the drain and the hydraulic gradient as previously mentioned. As a general rule, it can be considered as equal to the reciprocal of the hydraulic gradient.

Mole drains

Moling should be undertaken only in the heavier mineral soils of fine texture such as clays, silty clays, or clay loams and in fibrous organic soils. The soil through which moles are drawn should be free of stones, gravel, and sand lenses. Clay content of mineral soils at moling depth should be about 60 percent or greater and sand content not over 20 percent. A rule-of-thumb test for appraising suitability of the soil can be made as follows:

Squeeze a sample of soil taken at the proposed moling depth into an approximate 2-1/2 to 3-inch ball. Immerse the ball in a jar of water

and leave undisturbed for about 12 to 14 hours. If the ball remains intact at the end of this time, the soil should be suitable for moling. Soils should be examined over the entire area to be moled.

**Drainage area.** - Upland surface runoff should not be permitted to collect on moled land. Such flow should be intercepted above the moled area and removed by diversion.

The area of land served by one or a system of mole drains should be limited to small acreages. The limit should not exceed 4 to 5 acres. When drainage of large fields is planned, the resulting layout may require an arrangement of drains involving a number of systems with separate outlets.

**Grade.** - Mole drains deteriorate rapidly on grades below 1 percent or more than 7 percent. Under 1 percent, moles tend to retain sufficient moisture to keep their walls soft and flaking and they do not flush themselves readily. Scour and erosion with resulting plugging occur on slopes more than 7 to 8 percent. Best grades are between 1 and 2 percent. Lines should be drawn with continuous slope toward the outlet. Land smoothing prior to moling can eliminate minor depressions in grade and remove any abrupt changes. If moles must be drawn through a depression, a buried drain should be installed for the outlet. On steep slopes lines are preferably drawn across slope on grades of 1 to 2 percent. See Figures 4-32 and 4-33 for examples of mole drainage patterns suitable to steep and comparatively flatland slopes.

**Outlets.** - Mole outlets must have sufficient depth and capacity to provide continuous free outfall. Standing water or any prolonged inundation softens and collapses the mole cavity. Outlets for mole drains may be open ditches, buried drains, or other mole drains. Due to their importance as outlets to tributary mole drains, special care should be given to locations used for mole mains.

Discharging mole drains directly into open ditches or natural streams is undesirable, because of hazard of overflow and backwater, because of the possible presence of undesirable granular or organic strata, and because of direct exposure of the ends of the mole cavity to the deteriorating effect of frost, drought, rain, and surface waterflow. When moles must be drawn directly from ditches or streambanks, outlet protection should be provided by inserting 4 to 6 feet of pipe, of the same diameter as the mole, into the mole hole. When granular materials in the bank are a hazard, buried drains should be extended into the field or a short ditch opened back into the field from where the mole is then drawn.

Buried main drains provide the most stable outlet for mole drains. These should be installed before the moles are drawn and should be set sufficiently deep so that the mole can be drawn just over the drain without dislodging it. (Figure 4-34). Good entrance conditions between mole and drain may be provided by use of porous backfill material around and immediately over the drain. Buried drain outlets for mole drains should be planned according to the same requirements for the main drain of a subsurface system for similar conditions.

Moles, though less durable than tile, may be used as outlets to other mole lines. When used for mains three to four mole lines should be drawn side-by-side at about 3-foot spacing and at such depth that the tops of the mains will be cleared by the invert of the mole laterals drawn over them later. (Figure 4-35). Connections between the mains and laterals can be assured by opening

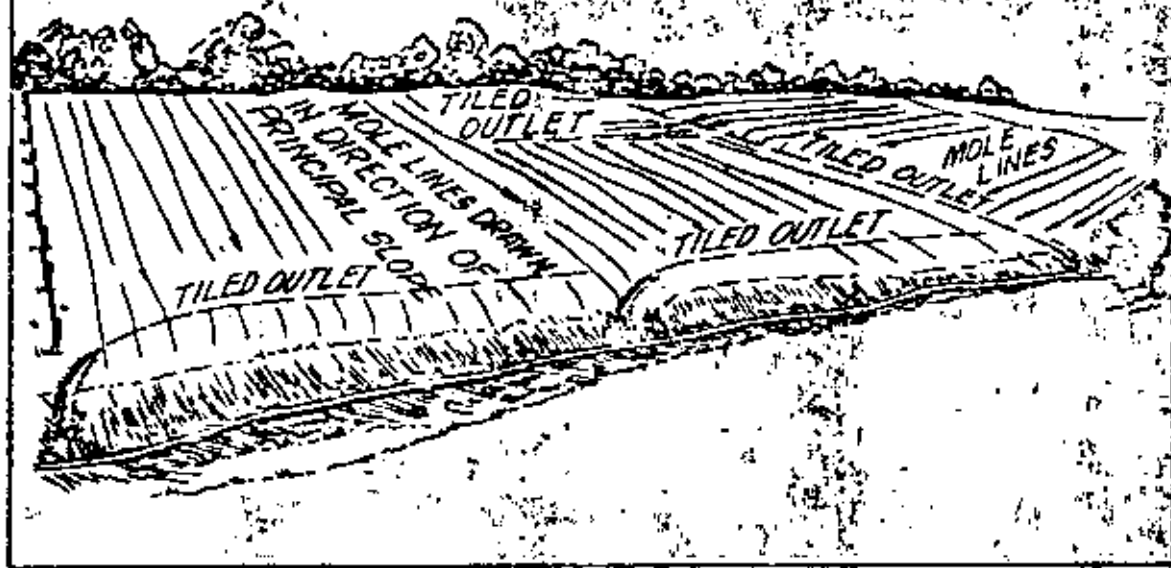


Figure 4-32, Mole drainage system on flatland

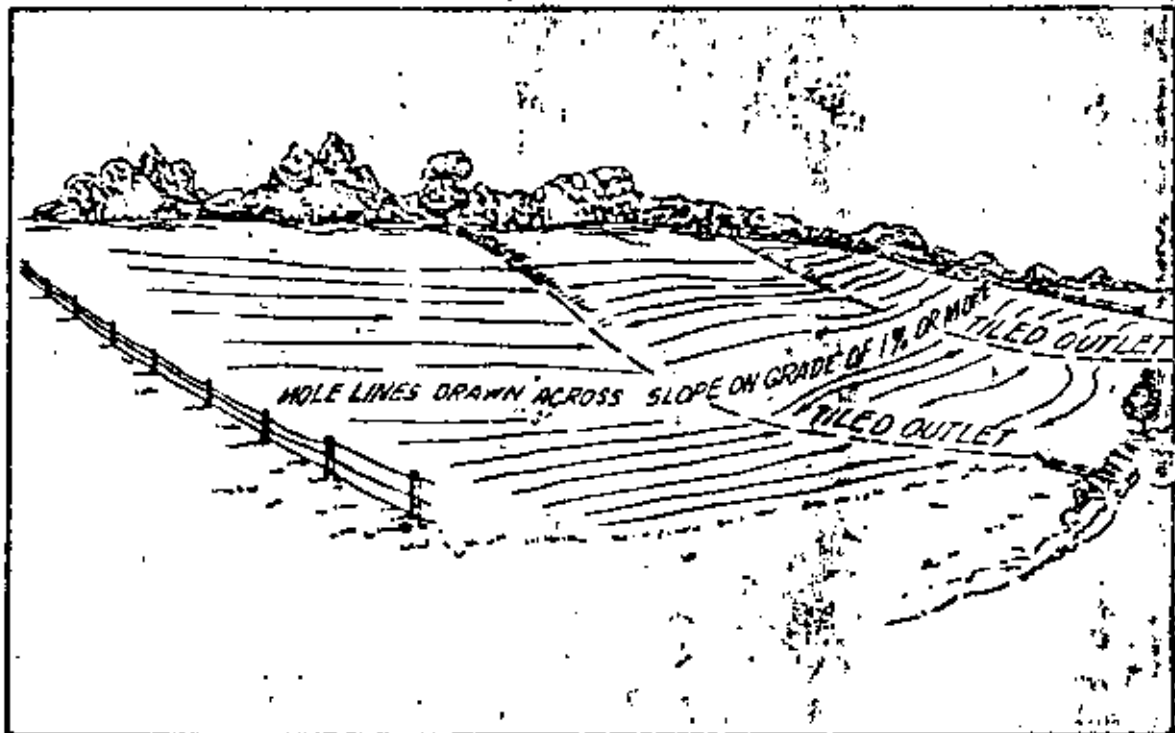


Figure 4-33, Mole drainage system on sloping land



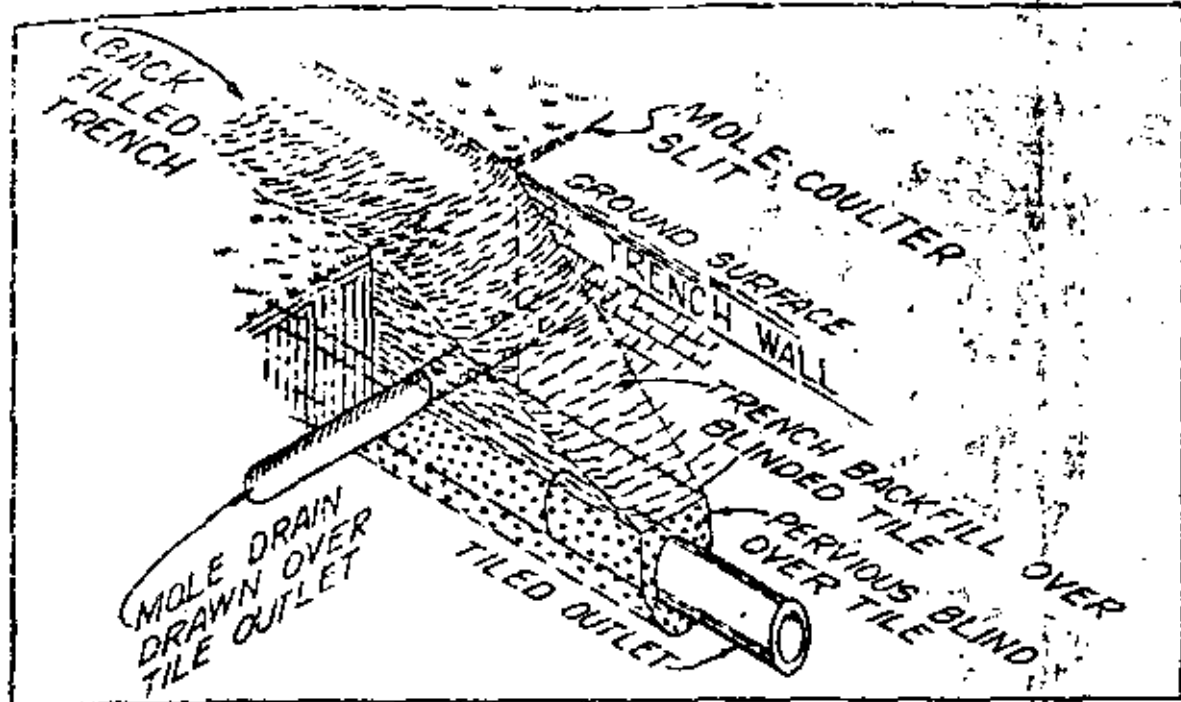


Figure 4-34, Buried drain outlet for mole drain

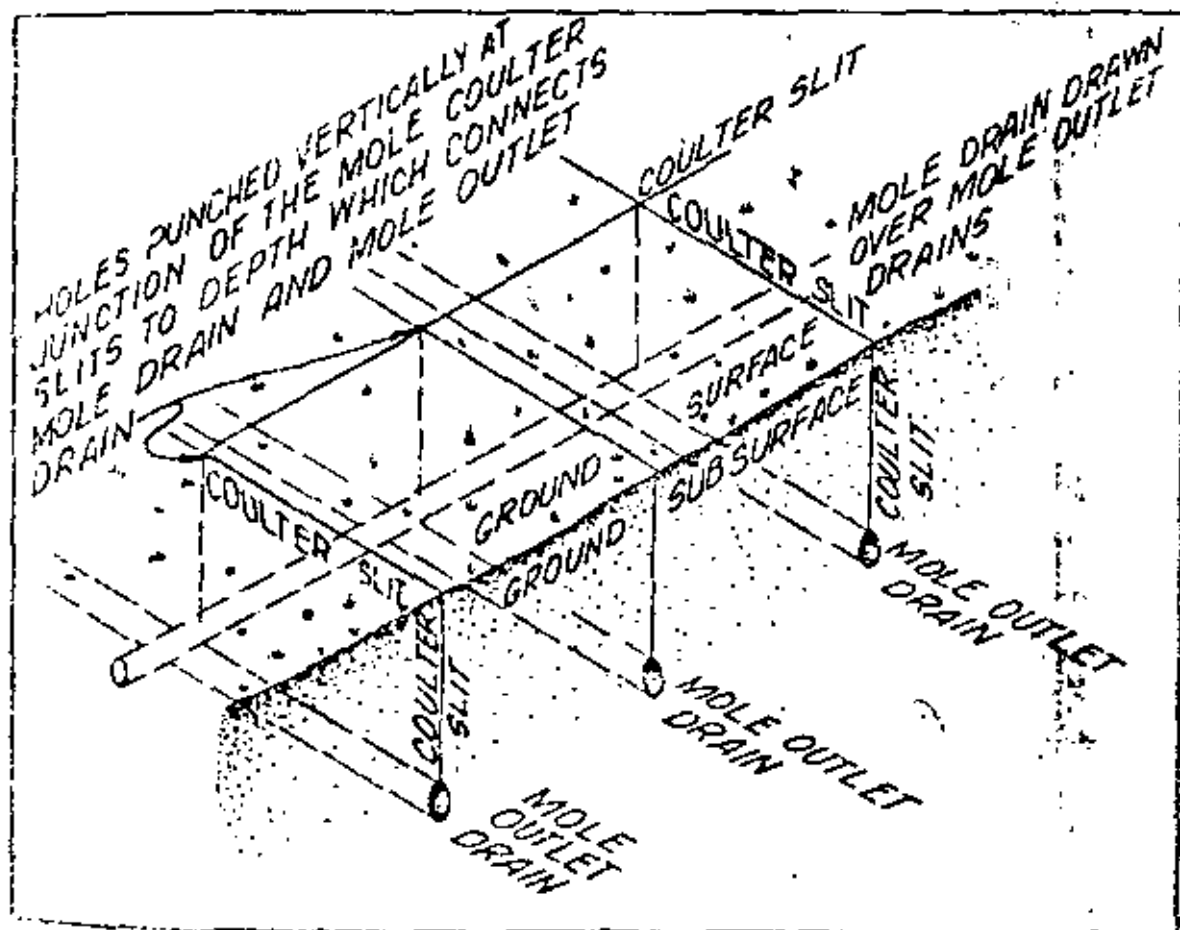


Figure 4-35, Mole drain outlets

up holes with a soil auger or metal bar, inserted over the junction of the two lines to the depth of the main.

83

Length of lines. - Size of the field to be moled, available outlet, and location for the mains usually determine lengths of mole lines. Long lines deteriorate more rapidly than short lines. Experience indicates allowable lengths vary with soil type, slope, and area served. Maximum lengths of draining in one direction should not exceed 600 to 700 feet on the steeper grades. This length should be reduced as grade is reduced so that 350- to 400-foot lengths should be used on 2- to 4-percent grades and 250 feet or on grades of 1 percent and less. The length specified above of a single-mole line can be doubled when the grade is carried around the land slope across ridges to provide fall in two directions. The drawn length of a line on comparatively flat grades of 1/2 to 1 percent can be extended many times by locating them across a series of draws in which mains are located.

### Installation Design.

#### General

The location of the main drain and laterals should be planned to obtain the most efficient and economical drainage system. A few general rules to follow are:

1. Provide the minimum number of outlets.
2. When practical lay out the system with a short main and long laterals.
3. Orient the laterals to use the available field slope to the best advantage.
4. Follow the general direction of natural waterways with mains and subbasins.
5. Avoid locations that result in excessive cut.
6. Avoid crossing waterways wherever feasible. If waterways must be crossed, use as near a right-angle crossing as the situation will permit.
7. Where feasible, avoid soil conditions that increase installation and maintenance cost.

Laterals should be located in the direction for the most effective collection of excess water, with due regard to the grade required for prevention of sedimentation, and following the rule of long laterals with short mains where feasible. Where the trenches are backfilled with permeable material that transmit water rapidly to the drain, it is desirable for laterals to be located at right angles to the direction of crop rows. Where it is desirable for main drains to be located parallel to a ditch deeper than the drain, enough distance should be maintained between ditch and drain to prevent washouts in the drain. Submains may be used to eliminate crossing waterways and to reduce the number of lateral connections to the main.

## Alignment

When change in horizontal alignment is required, one of the following methods should be used to minimize head losses in the line:

1. Use of manufactured fittings, such as elbows, T's, and Y's.
2. Use of a gradual curve of the drain trench to prevent excessive gap-space.
3. Use of junction boxes or manholes where more than two mains or laterals join.

## Connections

Manufactured connections or junctions for joining two lines should be used. It is good practice to lay a submain parallel to a large tile main (usually 10 inches or larger) to prevent tapping the large main for each lateral. Tapping a large tile is difficult, costly, and is frequently the cause of failure. Savings, through the elimination of large connections, usually will offset the extra cost of a submain. Smooth curves in tile lines and manufactured tile connections or junctions of less than 90° have been recommended in the past on the assumption that energy losses at the junction of tile lines would be reduced. Investigations (10), however, show that the variation in energy loss for different angles of entry are insignificant from a practical standpoint when the main and lateral are of the same size and the drains are flowing full.

## Loads on drains

### General

Drains installed in the ground must have sufficient strength to withstand the loads placed upon them. In subsurface drainage, the load which usually governs the strength required is the weight of the earth covering the drain. The magnitude of the load which the drain can safely support depends upon the unit weight of the soil, the width and depth of the trench, and the method of bedding and installation of the drain. Where the drain is at shallow depths (3 feet or less) there is danger from impact loads from heavy farm equipment. All installations should be checked to insure adequate load-bearing strength.

Frequently drain installations are made in wide trenches and at greater depths than is possible with the average trenching machine. Draglines, backhoes, and other equipment may be used for deep trenches. Trenches excavated by this equipment are wide and the greater loads to be placed upon the drain must be determined so that a drain of adequate strength may be selected.

### Underground conduits

Research on loads on underground conduits (including tile) has been carried out by Marston, Schlick, and Spangler and their associates at Iowa State University. The results of their work are used in determining the loads on underground conduits and their supporting strength. Information regarding loads on conduits may be found in the following publications.

"The Structural Design of Underground Conduits," SCS Engineering Division, Technical Release No. 5.



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

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

BOMBEO PARA DRENAJE

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ  
SEP.-OCT. 1982

BOMBEO PARA DRENAJE

## DRAINAGE OF AGRICULTURAL LAND

## CHAPTER 7. DRAINAGE PUMPING

<u>Contents</u>	<u>Page</u>
Scope	7-1
Nomenclature and Definitions	7-2
Need for Pumping	7-5
Location of the Pumping Plant	7-5
Incorporating the Pumping Plant in the Drainage System	7-6
Static Lift	7-7
Optimum stage	7-7
Maximum static lift	7-8
Minimum static lift	7-8
Average lift	7-8
Pumping Plant Capacity	7-9
Determining factors	7-9
Small surface areas	7-10
Large surface areas	7-12
Special areas	7-12
Upper Mississippi Valley	7-12
Florida	7-13
Subsurface drainage	7-13
Pumping Plant Design	7-13
Selection of pumps	7-13
Types of pumps	7-14
Axial flow or propeller pumps	7-14
Mixed flow pumps	7-17
Radial flow pumps	7-17
Number of pumps	7-17
Pumping requirements	7-18
Performance of pumps	7-18
Total dynamic head	7-18
Suction pipe head losses	7-21
Net positive suction head (NPSH)	7-21
Discharge pipe losses	7-22
Specific speed	7-25
Pump size	7-31
Power and drives	7-33
Electric motors	7-33
Internal combustion engines	7-35
Power drives	7-35

ContentsPage

Power requirements	7-35
Operating controls	7-36
Safety controls	7-39
Recorders and signaling devices	7-40
Sump dimensions	7-40
Sump capacity	7-44
Stop logs	7-45
Trash racks	7-45
Discharge pipes	7-46
Housing	7-47
Field Tests of Drainage Pumping Plants	7-48
Procedure for field tests	7-48
Surveys and gages	7-48
Total head on pump	7-48
Discharge measurements	7-49
Discharge measurements with Tulane pitot tubes	7-49
Pump efficiency	7-51
Operation and Maintenance	7-53
References	7-54

Figures

Figure 7-1	Pumping plant layout	7-3
Figure 7-2*	Propeller or axial flow pump	7-15
Figure 7-3*	Classes of centrifugal pumps	7-16
Figure 7-4	Pump type selection chart	7-19
Figure 7-5	Pump characteristic performance curves	7-20
Figure 7-6	Head losses in riveted steel pipe	7-24
Figure 7-7	Head losses for light flap gates	7-26
Figure 7-8*	Relationship of impeller design and specific speeds	7-27
Figure 7-9*	Limits of specific speed, single suction, radial and mixed flow pumps	7-28
Figure 7-10*	Limits of specific speed, double suction, radial flow pumps	7-29
Figure 7-11*	Limits of specific speed, single suction, mixed and axial flow pumps	7-30
Figure 7-12	Motor selection chart	7-34
Figure 7-13	Types of automatic control	7-38
Figure 7-14*	Sump dimensions versus flow	7-41
Figure 7-15*	Sump dimensions and pump arrangement	7-42
Figure 7-16*	Sump dimensions and pump arrangement	7-43
Figure 7-17	Suction and discharge gages for pumping plant field tests	7-50
Figure 7-18	Tulane pitot tube and template for measuring water velocity in pipes	7-52

\*See Note page 4

Tables

Table 7-1	Properties of water at various altitudes	7-23
Table 7-2	Properties of water at various temperatures	7-23
Table 7-3	Pump classification according to speed and pressure magnitude	7-31
Table 7-4	Pump size according to capacity and discharge velocity	7-32

APPENDIX A.

**Determining Pumping Plant Capacity Based on Hydrologic and Economic Factors**

Example	7A-1
Rainfall determination	7A-1
Runoff determination	7A-1
Runoff, pumping rate, storage relationships	7A-5
Stage-storage relationships	7A-8
Stage, damage area, benefit area relationships	7A-8
Pumping rate, storage, and damage area relationships	7A-10
Value of damages and benefits	7A-10
Operating costs	7A-20
Pumping rate at optimum cost-benefit ratio	7A-20

**Figures**

Figure 7A-1	Pumping plant location	7A-2
Figure 7A-2	Rainfall duration-frequency	7A-4
Figure 7A-3	Mass runoff, frequency, duration, and pumping rate relationships	7A-6
Figure 7A-4	Maximum required storage for various chances of occurrence and pumping rates	7A-7
Figure 7A-5	Average annual storage at various pumping rates	7A-9
Figure 7A-6	Relationships of stage, storage, and affected areas	7A-11
Figure 7A-7	Acre-days impaired drainage at 1/2 inch pumping rate for various frequencies	7A-14
Figure 7A-8	Impaired drainage damages with no pumping	7A-16
Figure 7A-9	Value of damage by impaired drainage at 1/2 inch per day pumping rate	7A-17
Figure 7A-10	Cost-benefit relationship at various pumping rates	7A-19

**Tables**

Table 7A-1	Rainfall - runoff duration - frequency	7A-3
Table 7A-2	Hydrograph base time length	7A-5
Table 7A-3	Required maximum storage, inches	7A-5
Table 7A-4	Average annual storage for various pumping rates	7A-8
Table 7A-5	Stage, area, storage relationships	7A-8
Table 7A-6	Relationships - stage to impaired drainage area	7A-10
Table 7A-7	Relationships - stage, storage, pumping rate, and affected acres	7A-10
Table 7A-8	Relationships - pumping rate to benefits	7A-12
Table 7A-9	Relationships - impaired drainage and storage for various frequencies and pumping rates	7A-13
Table 7A-10	Damages for various pumping rates and frequencies of occurrence	7A-15
Table 7A-11	Average annual damages and benefits for various pumping rates	7A-18
Table 7A-12	Cost-benefits at various pumping rates	7A-20
Table 7A-13	Relationships - cost-benefit at various pumping rates	7A-21



Contents

Page

APPENDIX B

Design of Farm Drainage Pumping Plant	7B-1
Example	7B-1
Pump plant location	7B-1
Pump plant capacity	7B-1
Pump type and size	7B-1
Engine size	7B-4
Required power	7B-7
Sump dimensions	7B-8

Figures

Figure 7B-1	Pump drainage site layout	7B-2
Figure 7B-2	Cross section of pumping plant layout	7B-3
Figure 7B-3	Layout of principal dimensions - vertical axial flow pumps	7B-5
Figure 7B-4	Table of principal dimensions - vertical axial flow pumps	7B-6

Note: Figures 7-2, 7-3, 7-8, 7-9, 7-10, 7-11, 7-14, 7-15 and 7-16 reprinted from HYDRAULIC INSTITUTE STANDARDS, 12th Edition. Copyright 1969 by the Hydraulic Institute, 122 East 42nd Street, New York, New York 10017.

## DRAINAGE OF AGRICULTURAL LAND

## CHAPTER 7. DRAINAGE PUMPING

SCOPE

Pumps may be used for disposal of water from drainage systems when discharge by gravity flow cannot be obtained because of inadequate outlets or because of backwater from storm or tidal flooding.

The complexity and requirements for planning, designing, and constructing pumping facilities vary substantially from site to site. A dependable and economical pumping plant requires detailed investigation and survey of site conditions for planning and design. Planning requires consideration of the entire drainage system served so that diversions, storage areas, channels and outlets are used to best advantage in determining capacity, size, and operation of the pumps. Design requires consideration of a combination of pumping plant components in regard to the type, size, and capacity of the pumps; the kind of power to be used; the shape, size and depth of the sump; and between one component and another, as between pumps and sump.

The essential items in both planning and design of pumping plants will include a determination of:

1. The location of the pumping plant for an effective outlet to the entire drainage system, with consideration of an adequate foundation for the plant structure, access for the operation and servicing of the facility, and economy of installation.
2. The required water removal rate, with due consideration of crop requirements, protection of associated realty improvements (as buildings, access roads, etc.), and the effects of watershed characteristics (as topography, size, surface storage, and surface and subsoil conditions).
3. Auxiliary drainage facilities (as diversions, dikes, reservoirs, sumps, and gates) for protecting the facility and minimizing the pumping requirements.
4. The kind, capacity, size and number of pumps (but excluding their design which is a manufacturer's responsibility).
5. The type of power and prime mover adaptable to the site conditions, and the power requirements, availability, and cost.
6. The arrangement and size of forebay, sump, and discharge bay for the efficient movement of water through the pumping facility.
7. Auxiliary equipment including the operating controls.
8. Housing and protection of the pumps and prime movers.

Other items also important in planning are:

1. Arrangements for plant construction.
2. Installation and testing of equipment.
3. Plant operation, including the facilities and procedures for operation, maintenance, repair, and protection.

#### Nomenclature and Definitions

The following is a selected list of terms and parts of a drainage pumping plant and their definitions. (See figure 7-1.) Reference should also be made to Hydraulic Institute Standards - 12th Edition (1).

Drainage Pumping Plant	- A pumping facility, including one or more pumps, power units, and appurtenances for lifting collected drainage water to a gravity outlet.
Forebay	- Supply channel and open reservoir immediately adjoining the pumping plant for the collection and temporary storage of drainage water.
Trash Rack	- Bar grate between the forebay and sump for excluding large floating objects and debris that might plug, damage, or otherwise interfere with operation of the pumps.
Sump	- Pit, tank, or portion of reservoir within the pumping plant (the suction bay) from which collected water is withdrawn by the pumps.
Radial Flow Pump	- A centrifugal type pump in which the pressure for moving water is developed principally by action of centrifugal force. Water entering at the impeller hub flows radially to the impeller periphery.
Mixed Flow Pump	- A centrifugal type pump which develops pressure by both centrifugal force and the lifting action of the impeller on the water.
Axial Flow (Propeller) Pump	- A centrifugal type pump in which the pressure is developed primarily by the lifting action of the impeller (propeller blades) on the water.
Single-stage Pump	- Pump having a single impeller.
Multistage Pump	- Pump having more than one impeller mounted on a single shaft.
Pump Submergence	- Vertical distance between inlet of the pump and the water surface in the sump.
Bottom Clearance	- Vertical distance between inlet of pump and bottom of sump.

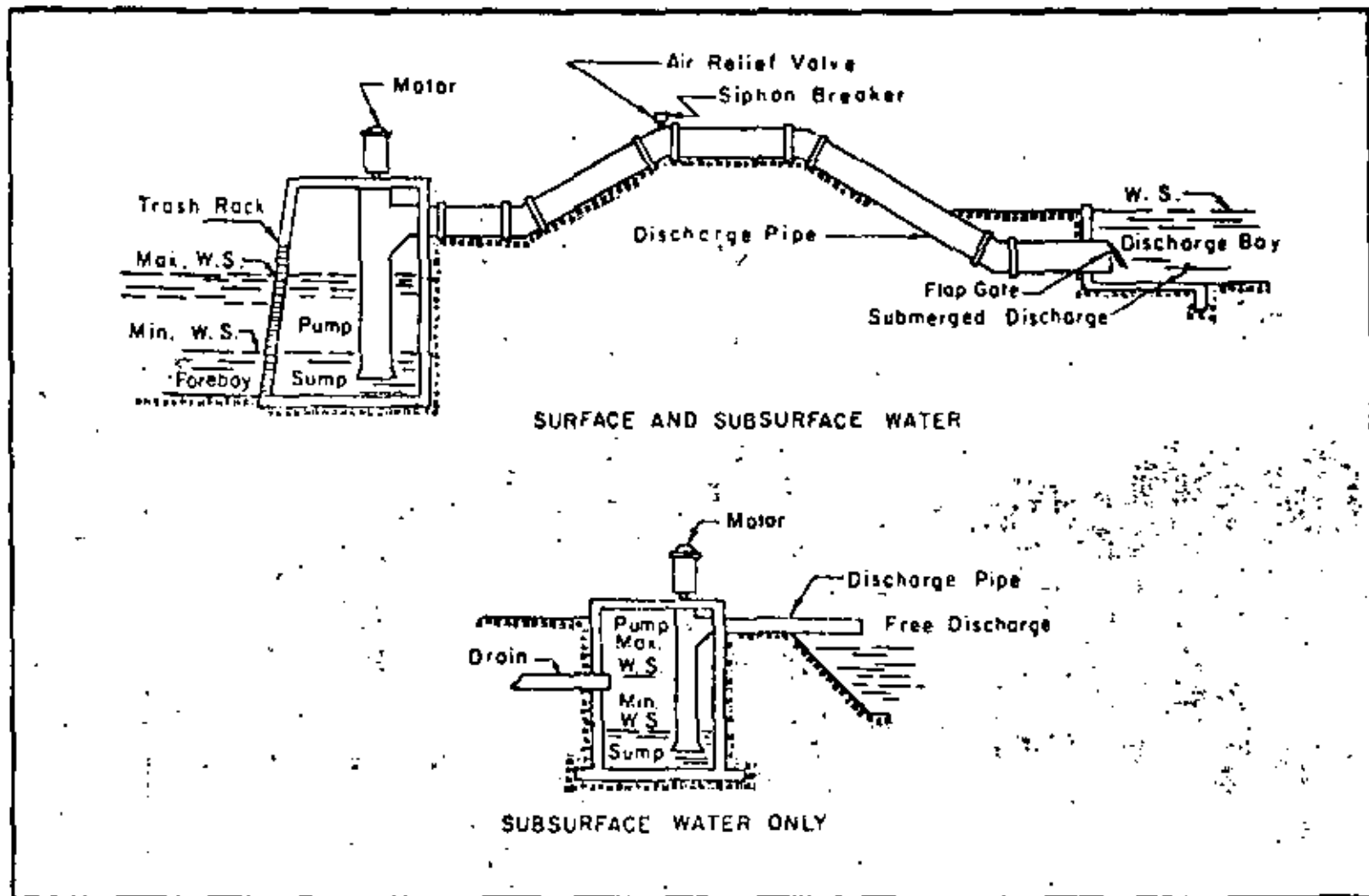


Figure 7-1. Pumping plant layout

Side Clearance	- Horizontal distance between inlet of pump and nearest part of sump wall.
Suction Bowl	- Specially shaped section of pump which diverts water to the impeller.
Suction Bell (or Flange)	- Flared section at inlet end of pump either as a part of, or directly attached to, the suction bowl or attached to a suction pipe leading to the suction bowl.
Foot Valve	- Check valve installed at inlet end of suction pipe to retain water for pumps requiring priming.
Suction Umbrella	- A formed brim sometimes attached to the suction bowl to reduce disturbance at the inlet and reduce required submergence.
Suction Pipe	- Pipe leading from water supply to the suction bowl of the pump.
Discharge Pipe	- Pipe leading from discharge opening in pump to point of discharge.
Flap Gate	- Free swinging gate which prevents backflow of water into a submerged discharge pipe when the pump is not operating.
Discharge Bay	- Structure or pool into which pump discharge pipe empties.
Submerged Discharge	- Pump discharge through a submerged pipe.
Free Discharge	- Pump discharge through an unsubmerged pipe (pipe above water surface in drainage outlet).
Discharge Siphon	- Section of discharge pipe which may operate as siphon (at less than atmospheric pressure).
Air Relief Valve	- Device for releasing air from high point in discharge pipe to utilize siphon action.
Siphon Breaker	- Device to admit air at high point in discharge pipe for stopping siphon action.
Prime Mover	- Power unit to drive the pump, as an electric motor or an internal combustion engine.
Direct Drive	- Power transmission by direct connection between shafts of prime mover and pump without use of belts, gears, or chains.
Belt Drive	- Power transmission from prime mover to pump by belts and pulleys.

- Right-angle Gear Drive      Right angle beveled gears for transmission of power from horizontal drive shaft to a vertical pump shaft.
- Automatic Control      System whereby starts and stops of pumping unit are regulated automatically as by a float switch, electrode switch, or bubbler unit.
- Semiautomatic Control      System whereby pumping unit is started manually but stops automatically at a predetermined water level or set time interval.
- Manual Control      System whereby pumping unit is started and stopped manually.
- Float Control      Use of float to activate switch for starting and stopping pumping unit at predetermined water levels.
- Electrode Control      Use of a pair of electrodes to activate switches for starting and stopping pumping unit at predetermined water levels.

Need for Pumping

Sites that require pump drainage usually occupy flat lowlands adjoining oceans, bays, tidal estuaries, and lakes; bottom land of large rivers; and extensive glaciated areas where the outlets are inadequate or not available. Frequently, pumping is more practical than improvement of an existing watercourse to a gravity outlet because of difficulty in obtaining easements or funds to cover cost of construction or subsequent maintenance of an improved channel.

Usually, pumping is required only for short periods of time, such as during occurrence of a seasonal high water table, a seasonally high stage of river or lake, or at times of floodflow or backwater from storm runoff of irregular occurrence.

In some situations, need for pumping may develop gradually as in river bottoms where successive areas of land along reaches of channel are converted from hay or pasture to high valued crops and urban or industrial use and subsequently enclosed by dikes for protection from flooding. Pumping may become desirable or necessary as resulting reductions in river overflow areas cause increased frequency and duration of floodflows and corresponding increased periods of blockage and impeded drainage discharge.

Need for pumping inevitably develops in drained organic soils because of land subsidence. Pumping may be the most practical way of controlling the subsidence rate through regulation of the water table level. Pumping may also be used in irrigated areas to lower and control water table levels and provide for leaching of saline and alkali soils.

Location of the Pumping Plant

A wet area may be served by one or more pumping plants. Large areas with widely separated outlets may justify more than one plant. However, lower construction and maintenance costs, but not necessarily the best dependability,

usually are obtained when the drainage system is served by a single pumping plant.

Pumping plant locations are determined chiefly by topography and ground water conditions to which the drainage system layout must be tailored. Normally the site will be at the lowest elevation of the area served and at or as close as possible to the best outlet. However, other factors to be considered in arriving at the most advantageous site are:

1. Availability of forebay storage.
2. Required location of dikes.
3. Accessibility of powerlines and fuel supply roads and their adequacy for serving the plant. Cost of improvements to roads and connecting facilities for power supply and their maintenance.
4. Adequacy for structural foundations.
5. Ground water levels and their fluctuations.
6. Protection from vandalism.

Sites adjoining ditches or watercourses near an outlet often have unstable foundations. Better locations, requiring lower construction costs, may be found on higher, more stable ground. In such cases access channels can be constructed at the more desirable site to deliver the water to the pumps and from the pumps back to the stream.

#### Incorporating the Pumping Plant in the Drainage System

In order to minimize the amount of water to be pumped, the runoff from all areas that can be drained by gravity should be diverted from the area served by the pumps. Where direct diversion around the pumped area is not feasible, the surface runoff occurring at the low outlet stages should be discharged by gravity through gates in the protecting dike bordering the pumped area as long as the outlet stages will permit. In some cases it may be necessary to carry upland runoff directly to the outlet between dikes constructed through the pumped area.

The drainage system served by the pumping plant should be designed to meet drainage needs with as complete and uniform coverage of the area as practical. Mains and laterals should be established, as for gravity systems, through the natural depressions leading to the outlet. When practical, lower reaches of the main ditch should utilize available sloughs and ponds so as to increase forebay storage. Impoundment in such areas permit a reduction in the size of the pumping unit and may also provide more constant operating conditions because of less fluctuation in the water stage. Large storage capacity in such forebay areas and in the suction bay or sump of the pumping plant itself has other advantages such as reducing the need for night operation in the case of manually controlled pumps, or conversely, permitting an increase in night operation for electrically operated pumps when current can be obtained more cheaply at off-peak load rates, and in reducing seepage because of smaller head differentials.

The pattern of the drainage system served by the pumping plant should be planned so as to obtain a good hydraulic grade line and nonerosive velocities

between the sump and the most remote parts of the system during pump operation after drawdown is established. A split system of mains, leading to the pumping plant from different directions and having about equal lengths and collection areas, provides better water gradients to the sump than does a long single main. The mains should have ample depth and cross section area so that flow capacity can be maintained as uniform as possible between high and low water stages at the sump. The channel capacity must be adequate for pump requirements and flow must be within velocities sustaining channel stability when elevation of the hydraulic grade line at the sump is at low water (pump-stop level) stage.

Static Lift

Static lift is the height to which pumps must lift water under given conditions. It is the difference in elevation between water stages in the sump and the discharge bay or outlet when the discharge is submerged. When the discharge is not submerged, differences between water stages in the sump and the centerline of water in the discharge pipe at the high point of discharge determine the static lift.

Operating levels at the sump are determined by elevation of land to be drained or protected from overflow; by hydraulic grade and operating levels of water in the mains and laterals of the ditch system leading to the sump; and by the elevations of outlets to subsurface drains into the ditch system. Thus static lifts should be determined after the drainage system to be served by the pumping plant has been designed.

Data relating to forebay, sump and discharge bay should be studied in order to determine the maximum, minimum, and average static lifts for the pumps. These data are needed by pump manufacturers in order for them to select and supply equipment that will operate efficiently through the controlling ranges of lifts and also provide adequate capacity at maximum lift.

Optimum stage

Optimum stage is the sump elevation at which it is desired to hold the water level.

When pumping for subsurface drainage, optimum stage should be at the level that will give drainage to the lowest wet areas. Optimum stage may vary with the seasons of the year and with weather conditions. In humid regions this will be 4 or more feet below the land surface of most of the area served. In irrigated areas of semiarid and arid regions it will be in the range of 5 to 9 feet. In areas of organic soil, shallower depths to water table should be maintained in accord with recommendations in Chapter 8, Drainage of Organic Soils, and in local drainage guides.

When surface drainage is the primary consideration, optimum stage should be at the forebay elevation of the design hydraulic grade line of the drainage system served by the pumping plant. Although the actual hydraulic grade will fluctuate between start and stop elevations of the pump over the course of the pumping cycle, the design hydraulic grade line defines both the upstream areas to be protected and the amount of forebay storage available at design flow.

If the amount of storage for the planned protection is significant, pumps should be operated in such a manner as will keep storage available for whenever it may be needed. The stop level of the pump, or at least one of the



pumps in a multiple pump installation, should be at the lowest level of the planned storage basin for which a satisfactory pumping operation can be carried out. In setting such level, it should be kept in mind that pumping water too low may not only increase static lift but also result in suction of air into the pump and decreased pumping efficiency.

The pump-start level on automatically operated pumps should be set slightly lower than the design hydraulic grade line. In a manually controlled installation, the operator may need to anticipate weather conditions in determining pump start if an independent float-controlled or similar warning system is not used.

When both surface and subsurface drainage are to be handled by the same plant, a distinction between the two needs to be made. Generally, more than one pump would be required in draining large areas. In such case, a low volume pump would be used for subsurface flow and larger capacity pumps for surface flow, with optimum stage of each set accordingly. If a single pump is used to handle both surface and subsurface drainage, as is often the case in draining small areas, optimum stage for surface drainage would govern the pump selection and requirements for subsurface drainage would determine the pump-stop level.

#### Maximum static lift

Maximum static lift is the difference between the pump-stop stage in the sump and the maximum stage in the discharge bay or outlet when the discharge is submerged. If the discharge is not submerged, the high point in the centerline of the discharge pipe controls the maximum elevation of the lift. Maximum static lift should be determined with care to assure that adequate plant capacity is available during flood stages. Maximum stages in the discharge bay may be determined by establishing gaging stations or from records obtained from the Weather Bureau, Corps of Engineers, U.S. Geological Survey, municipalities, local newspaper files, and by inquiry of local residents.

Studies of operating conditions during flood periods have emphasized the importance of designing pumping plants for full capacity at maximum lift. Pumps discharging into large streams or rivers may need to operate for several days or longer at full capacity before maximum flood stages occur in the outlet and then continue operation until flood crests have passed.

#### Minimum static lift

Minimum static lift for pumps having a submerged discharge pipe can be estimated as the difference between the minimum stage of the discharge bay and the optimum stage of the sump. Where the minimum elevation of the discharge bay is above the controlling stage of a river or lake and also some distance removed, advantages of enlarging and deepening the connecting channel or removing obstructions should be considered.

#### Average lift

Pumping efficiency becomes an important factor in operating costs when plants are operated more or less continuously over an extended period of time (as much as 60 to 90 days for some facilities). In such cases, the average lift provides a better basis for establishing the most efficient pumping range. Where records of existing installations are available and the area and conditions are comparable, average lifts can be established from records of average

monthly lifts of operating plants weighted according to the amount of water pumped in respective months.

### Pumping Plant Capacity

#### Determining factors

The required capacity of pumping plants may be determined from (a) drainage coefficients applied to the area served, (b) empirical formulas, (c) a study of existing installations, or (d) direct analysis using hydrologic procedures.

The capacity selected for the pumping plant should give consideration to such factors as size of the area served; the amount, rate and timing of rainfall and runoff; ground water conditions; and seepage rates.

For small areas of land ranging up to a square mile, complete and uniform benefits are usually necessary and obtainable. Thus the amount of water to be pumped should be about the same as would be required for a gravity drainage system with free outlet. Pumping plant capacity is usually determined on a daily rate basis so that for surface drainage systems the required capacity can be determined as the runoff from a 24-hour rainfall of a selected frequency of occurrence, plus base flow, less allowances for available surface and ground water storage. Rainfall periods exceeding 24 hours may need to be considered in evaluating available surface and ground water storage. Pumping plant capacity for removal of ground water only, as may apply in irrigated areas of the arid regions or areas of organic soils in humid regions, can be determined from the required capacity of subsurface drainage systems as covered in Chapter 4, Subsurface Drainage. However, experience in humid regions has shown the necessity of increasing this rate approximately 20 percent.

A number of interrelated factors need to be considered in arriving at an approximate pumping plant capacity for large land areas. These areas will contain small tracts where protection by pumping is neither necessary nor desired. An artificially depressed water table provides considerable temporary ground water storage. Also, numerous temporary surface pondages will occur which cannot readily drain to the pump. This permits reductions in pumping rates over runoff rates ordinarily provided for free gravity outlet.

Storage (as used in this text) includes runoff that moves freely into the voids of the soil profile above the normal or regulated ground water level plus the runoff in transit that temporarily fills up channels, sloughs, and other discernible pondages, including the innumerable minor depressions scattered over the ground surface. Any such storage which is not directly connected with the forebay of the pump will reduce pumping peaks but may prolong the flow to be handled by the pumps.

Pumping rates also may be influenced by correlations of occurrence, depth and duration of flood flows and ground water levels with crop management, growth, and tolerance to inundation. High water and overflow in winter and early spring usually present no problem in northern latitudes. Flooding of one or more days has less effect on hay and grass crops than on general field crops, whereas pondages of 4 to 6 hours may destroy truck crops.

Pumping plant size may be another consideration in determining pumping rates in that at some size an added increment of capacity will increase overall

construction, operation, and maintenance costs disproportionate to the increment in derived benefits.

While daily runoff provides the primary basis for determining pumping plant capacity, seasonal distribution of rainfall and runoff may have considerable effect in the final analysis and yearly runoff is often useful in estimating annual operating costs.

When design pumping rates for large areas have not been established locally, or comparable rates are not available for establishing local rates, estimates of runoff to be pumped can be developed through hydrologic procedures. Runoff so determined should be compared with drainage coefficients used for gravity discharge for their validity since storage in the ground and in the innumerable small surface depressions and the course and rates of water movement to and from such storage and depression areas on extensive flat lands are less clearly defined and accountable than on more sloping topography.

Base flow is derived from seepage into the pumped areas from uplands, irrigation, and adjoining bodies of water. In most situations the amount of seepage is difficult to evaluate. Significant amounts from uplands can be reduced at some sites by interception and diversion of surface and shallow subsurface flows and thus be eliminated from consideration. When upland waters occur as artesian flow within the protected area, amounts can be determined according to procedures indicated in Chapter 4, Subsurface Drainage. If significant, such flow should be included in the discharge to be handled by the pumps.

Large amounts of seepage may occur, even with installations of interceptors and diversion drains, if the pumped areas have extensive borders along irrigation canals, rivers, large creeks, or lakes. The amount of seepage depends upon differences in elevation of water surfaces within and without the pumped area, the extent and permeability of underlying water-bearing strata such as sand and gravel, and the length and location of drains in contact with such strata. Seepage is often a major source of water in pumped areas along large perennial streams where large and prolonged head differences may persist between regulated or flood flow stages of the channel and low lying lands within the pumped drainage area.

Normally head differences in pumped areas adjoining large lakes and some coastal shorelines are so small or of such short duration that seepage rates are not significant and need not be considered in the pumping rate determination. However, wind driven tides in some coastal streams, estuaries and shore areas frequently persist for several days. This may cause enough seepage into the area at a time when gravity outlets are blocked to require its consideration in design.

#### Small surface areas

Where local experience for establishing pumping rates is lacking, pumping plant capacity for drainage areas up to a square mile in extent may be determined from applicable drainage coefficients or may be computed by simplified hydrologic procedures. When such hydrologic procedures are used, a time interval should be selected for which protection from storm runoff can be justified economically. Usually a 2-year frequency of occurrence for a 1-day duration storm is ample for hay and pasture land, 3 to 5 years for rotated cropland (general field crops), and 10 to 20 years for special high value crops (truck crops). Precipitation for the 24-hour or longer duration storm

of the selected recurrence interval may be obtained from records of the nearest weather station or as determined from U.S. Weather Bureau Technical Papers 40 (4) and 49 (5). The required pumping capacity should then equal the optimum runoff obtained from such precipitation in a 24-hour period or

$$Q = P_1 - S_g - S_c - S_f + q \quad (\text{Eq. 7-1})$$

Where  $Q$  = inches of runoff to be removed in 24 hours

$P_1$  = inches of precipitation from the 24-hour storm for the selected frequency of occurrence

$S_g$  = inches of precipitation in temporary ground storage

$S_c$  = inches of precipitation in temporary ditch storage

$S_f$  = inches of precipitation in temporary forebay storage

$q$  = inches of base flow (when seepage is significant)

Since ground and ditch storage may not be available in a succeeding 24-hour pumping period if storm duration extends over several days, a check of two or more day storms needs to be made in determining the required 24-hour pumping rate.

For example, a 200-acre Tract near Syracuse, New York is used to produce truck crops. Soils are sandy silt loams. The site lacks an adequate outlet and is without surface storage areas. It contains a system of parallel drainage ditches spaced 200 feet apart and averaging 4 feet in depth. What capacity pump should be provided?

10-year 24-hour rainfall (from Weather Bureau TP 40)	3.75 inches
Temporary ground storage (2-foot profile estimated at 1 inch per foot)	-2.00
Ditch storage	-0.33
Seepage	0.00
Runoff to be pumped in 24 hours	1.42 inches

Required pump capacity,  $Q_p$ , in gallons per minute, equals

$$Q_p = \frac{(\text{Inches runoff}) (\text{acres drained})}{\text{hours pumped}} \times 448.8$$

where 448.8 gallons per minute equals 1 acre inch per hour

$$= \frac{1.42 \times 200}{24} \times 448.8 = 5330 \text{ or say } 5400 \text{ GPM}$$

As a check on runoff, Curve No. 75, Table 10.1, NEH Section 4 (2) is selected as applicable to the site. Then runoff for Curve No. 75 in Figure 10.1 (Standard Drawing ES-1001) NEH Section 4 (2) is determined to be 1.50 inches. This is approximately equal to the value of 1.42 inches previously determined.

As a check on effect of loss in storage of a second 24-hour period of pumping for a multiple-day storm, runoff distribution for Type 1 storm from NEM Section 4 is determined to be about 66 percent in first day and 34 percent in second day. Then:

	<u>First Day</u>	<u>Second Day</u>
10-year 48-hour rainfall (from Weather Bureau TP 49)	2.71 inches	1.39 inches
Temporary ground storage	-2.00	0.00
Ditch storage	-0.33	0.00
Seepage	0.00	0.00
Runoff to be pumped in 24 hours	0.38 inches	1.39 inches

Thus required runoff to be pumped in second 24-hour period of a multiple-day storm does not exceed that to be pumped in the one day storm of the same frequency of occurrence.

#### Large surface areas

Where there are no established local pumping rates for large areas, hydrologic procedures may be used to develop the runoff to be handled by the pumps. Because high costs are involved when installing, operating, and maintaining large pumping plants, and also because less uniformity in the realization of full benefits is attained from large pumped areas, more specific economic evaluations need to be considered in such pumping rate determinations. A method for establishing such rates, through use of both hydrologic and economic factors, has been developed by Adams (6). This method relates, first, the pumping rates and storage to hydrologic factors of the area served by the pump. Next, it determines relationships of pumping rate to benefited acres and annual costs. Finally, pumping rates, annual pumping costs, and average duration of flooding are related to a prescribed sump elevation. See illustrated example in appendix A.

In developing the relationships of pumping rate and storage to hydrologic factors of the area served by the pumps, priority should be given to use of local stage, duration, and frequency records of runoff. If these are not available, then runoff may be determined from rainfall data such as the Weather Bureau papers TP 40 (4) and IP 49 (5).

#### Special areas

Formulas have been developed for determining the pumping plant capacity in a number of specified areas. These formulas are based on investigations and studies of installed facilities. Examples are:

##### Upper Mississippi Valley (as reported by Sutton) (3):

Maximum plant capacity may be determined as

$$C = 0.33 (G + 0.023r)$$

where C = plant capacity in inches per 24 hours

G = drainage coefficient for similar gravity drainage systems in inches per 24 hours

r = annual runoff to be pumped in inches

The value of  $r$  ranges from 5 to 12 inches per year for pumped areas having considerable gravity drainage, 13 to 16 inches per year for areas with moderate seepage and all runoff pumped, to 16 to 35 inches per year for areas with heavy seepage. The formula was developed empirically from observed data of pumped areas ranging between 6,000 and 57,000 acres and including both seepage and gravity flow. More precise values can be obtained from data compiled for individual pumping plants.

Florida (South Florida and Everglades, as established by the Everglades Engineering Board of Review) (3)

$$Q = \frac{69.1}{M} + 9.6$$

where  $Q$  = runoff in cfs per square mile

$M$  = drainage area in square miles

This anticipates overflow from occasional heavy storms. Experience with pumping in Florida has established the need for capacities per 24 hours of 3 inches for 1 square mile, 2 inches for 2 to 3 square miles, and 1 inch for 10 to 16 square miles for truck crops in organic soils. A capacity of 1 inch per 24 hours is considered adequate for sugarcane and pasture land.

#### Subsurface drainage

Small areas of 100 acres or less may have outlets adequate for disposal of surface water but inadequate in depth and capacity for lowering water table and disposal of ground water. When direct entry of surface water can be excluded from forebay and sump, pumping plant capacity can be determined as the design capacity of a subsurface gravity drainage system plus some allowance for flows that may occur in excess of the design rate. Experience has shown an allowance of 20 percent as ample. Thus

$$Q_p = 1.2 \times Q_g \quad (\text{Eq. 7-2})$$

where  $Q_p$  = pumped discharge capacity

$Q_g$  = gravity discharge capacity

Design capacity of the drainage system should be based on drainage coefficients prescribed in Chapter 4, Subsurface Drainage, or by local drainage guides. Where prompt removal of surface water is not provided by surface drains, increased subsurface flow may take place and thus require consideration of a higher coefficient.

#### Pumping Plant Design

##### Selection of pumps

In selecting pumps, consideration must be given to the type, characteristics, capacity, head, and number. At the same time an accounting must be made of their relationship with the economy of the whole pumping unit, including the type and size of the power unit, sump, structure, and the plant operation.

Pumps suited to most agricultural drainage conditions must operate efficiently while moving comparatively large quantities of water at low heads and also may be required to handle substantial amounts of sediment and trash in the

effluent. For these reasons either axial flow (propeller), mixed flow, or radial flow pumps are commonly used. All are types of the centrifugal pump. A typical propeller pump is illustrated in figure 7-2. Information may also be obtained from Chapter 8, Section 15, NEH (7), USDA Technical Bulletin 1008 (3), various pump manufacturers catalogs, Engineering Society papers and standards, and textbooks.

Axial flow, mixed flow, or radial flow centrifugal pumps essentially consist of an impeller mounted on a power shaft within a casing. Liquid is energized by the impeller blade through pressure and increased velocity within the casing which serves as a guide for flow into and out of the impeller.

#### Types of pumps

##### Axial flow or propeller pumps

The axial flow or propeller pump may be vertical or horizontal, with fixed or adjustable blades and with one or more stages in the pumping lift. The impeller consists of comparatively flat open blades on a small hub, similar to a ship's propeller, but which is mounted on a shaft within a pipe or tubular housing. Flow is axial or parallel to the shaft and is developed by the lift or push of the water by the angular blades as they are rotated in the water column. (See figure 7-3.) The angular set of the blades on the shaft determines the head and speed. Propeller pumps are more sensitive than radial flow pumps and best efficiency is obtained within a relatively narrow range of head. Pumps must be operated in the range of good efficiency or noise and cavitation can occur with resulting high operating costs. Adjustable blades are provided by some manufacturers which permit greater flexibility in operation through variation in discharge at constant heads, variation in head under constant discharge, and variable combinations of both head and discharge. Adjustable blades are particularly advantageous on large pumps when the power supply for starting loads is limited, when internal combustion engines are used, and when water stages fluctuate rapidly, as may happen when sudden upland storm runoff occurs or where limited forebay storage is a factor.

Propeller pumps may be obtained for dynamic heads of 3 to 25 feet, speeds of 100 to 1850 RPM and capacities exceeding 100,000 gallons per minute. The vertical, fixed-blade single-stage pump is applicable to most drainage system requirements and is the most extensively used. (See figure 7-2.) In addition to satisfactory operation at heads of less than 10 feet and a wide range in capacity, propeller pumps require no priming, are simple in construction, and generally are low in cost. Propeller pumps require a minimum amount of floor space and housing, where housing is needed. Because of their high operating speed, propeller pumps can utilize less costly high speed motors and engines. A disadvantage of these pumps is that the discharge drops off rapidly at heads above design head and horsepower can increase significantly at and near shut-off head. Another disadvantage is that they are not readily accessible for cleaning and repair. Although small units can be hoisted readily above the waterline, large units usually require gates and other devices as stop-logs for closing the sump and auxiliary pumps for dewatering it. Large size vertical pumps also may necessitate unusually deep sumps to provide sufficient submergence for protection against suction and vortex action which cause mechanical vibration and blade deterioration. Use of horizontal or mixed flow pumps usually permit shallower, less costly excavations and sumps but are themselves more costly and require priming equipment.

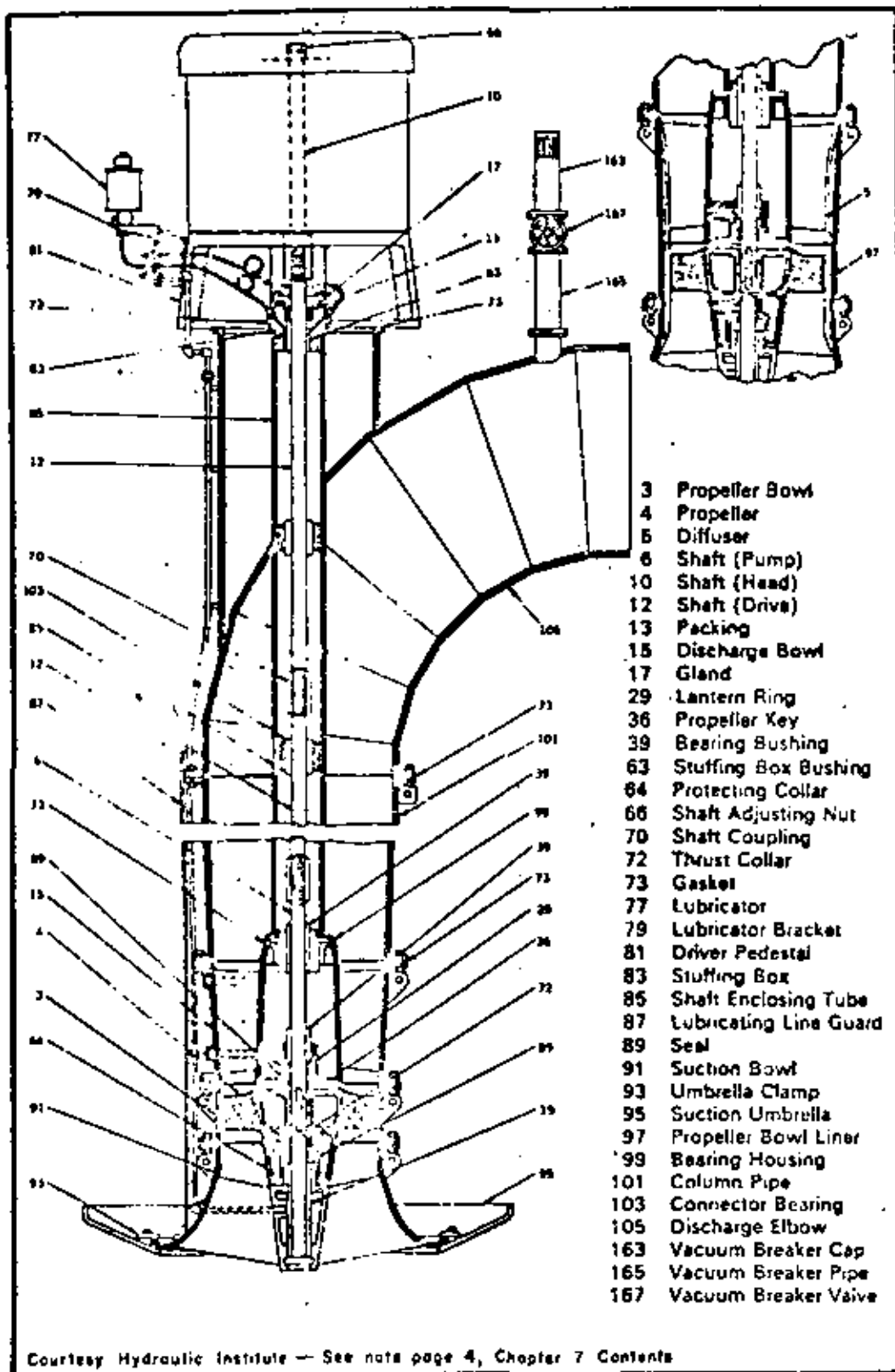
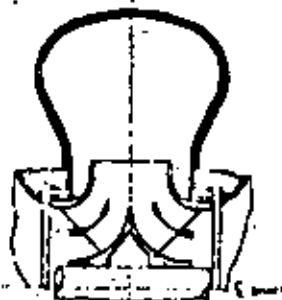


Figure 7-2, Propeller or axial flow pump



#### Radial Flow

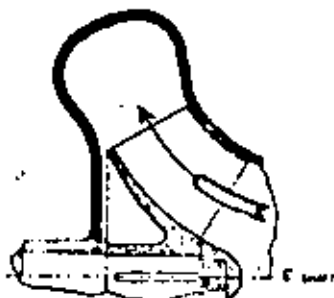
A pump in which the pressure is developed principally by the action of centrifugal force. Pumps in this class with single inlet impellers usually have a specific speed below 4200, and with double suction impellers, a specific speed of below 6000. In pumps of this class the liquid normally enters the impeller at the hub and flows radially to the periphery.



Radial Flow Pump  
(Double Suction)

#### Mixed Flow

A pump in which the head is developed partly by centrifugal force and partly by the lift of the vanes on the liquid. This type of pump has a single inlet impeller with the flow entering axially and discharging in an axial and radial direction. Pumps of this type usually have a specific speed from 4200 to 9000.



Mixed Flow Pump

#### Axial Flow

A pump of this type, sometimes called a propeller pump, develops most of its head by the propelling or lifting action of the vanes on the liquid. It has a single inlet impeller with the flow entering axially and discharging nearly axially. Pumps of this type usually have a specific speed above 9000.



Axial Flow Pump

Courtesy Hydraulic Institute — See note page 4, Chapter 7 Contents

Figure 7-3, Classes of centrifugal pumps

### Mixed flow pumps

Mixed flow pumps utilize both lift and centrifugal force to develop flow which is partially radial and partially axial. See figure 7-3. Some types of mixed flow pumps are quite similar to the propeller pump and the developed flow is largely axial. An open vaned propeller is used in which the blades are fixed radially around a conical hub and housed in a slightly enlarged bulbous section of the casing. These pumps will operate more efficiently over a wider range of head and at higher heads, 10 to 90 feet, than the straight propeller type. Mixed flow pumps are also constructed with volute type casings (spiral shaped with gradually enlarging cross section toward the discharge flange) and curved impeller blades in which flow at low heads is predominantly centrifugal. Mixed flow pumps have an advantage in starting over the axial flow pump when the power supply is limited. These pumps will also handle silt and the passage of small trash.

### Radial flow pumps

Radial flow pumps operate efficiently at moderate to high heads (20 to 200+ feet) and in handling large amounts of sediment. See figure 7-3. Liquids enter the impeller by suction and with increasing velocity, move radially from the hub to the end of the blade and thence into the casing by centrifugal force. The thrust against the casing walls converts the developed energy into pressure head. Radial flow pumps are either volute or turbine. The volute pumps have the spirally expanded casing as previously explained. The turbine type contains fixed expanding vanes into which the liquid is first thrust on leaving the impeller for conversion of velocity to pressure head before moving into the discharge or last stage in the casing. Hazards of clogging make the turbine type undesirable for surface drainage but satisfactory in deep well drainage. Impellers of centrifugal pumps may be open, semiclosed, or closed. In the open type, the blades are exposed on all sides except where attached to the rotor. In the semiclosed type, blades are mounted on a shroud (disc wheel) attached to the rotor, leaving blades open on one side. Open and semiclosed impellers will pass sediment and small trash without clogging. In the closed type, blades are between twin shrouds leaving only the ends of blades open. This type may clog and wear excessively from sand and other fine materials in drainage water. However, the Francis impeller, a closed type used in mixed flow and some types of radial flow pumps, is well suited to drainage. In the Francis impeller the vanes are so shaped that as the blades cut into the column of entering water, the water is first moved axially before converting to radial movement.

Both single and double suction impellers may be cased in radial flow pumps. The double suction impeller is better suited for drainage because larger capacities can be handled for the same head, and end thrust on the pumps is opposed, thus dynamically balancing up the unit.

Figure 7-4 is a guide to selection of the type pump based on pumping head and quantity of water to be pumped.

### Number of pumps

The size and number of pumps are determined from the required plant capacity. Many farm pumping plants will handle the total requirement with one pump. For large watersheds and where high value crops or farmstead improvements require flood protection, it is advantageous to have two or more pumps to provide efficient pumping over a wider range of pumping rates and so that a breakdown of one pump will not stop all pumping. Experience has shown that in a plant with two pumping units, the most desirable range in pumping rates

is obtained when one pump has about half the capacity of the other. When three or more pumps are used, equal capacity of all pumps usually is most satisfactory. When both subsurface and surface flow are to be pumped, one pump should be selected for efficient operation at the head and discharge required for pumping subsurface flow. In any case, it is desirable that the size of one pump is such that it can operate continuously over comparatively long periods without frequent starts and stops. Where pumps must operate over long periods of time, they should be selected for maximum operating efficiency. Optimum efficiency of pumps is not essential for the short periods of operation that usually occur at peak stage or discharge.

#### Pumping requirements

##### Performance of pumps

Performance of pumps varies with head, speed, discharge, and horsepower. The relationship and effect of these on efficiency of the pumping operation are established by actual tests or from tests of geometrically similar prototypes. These data are compiled as characteristic performance curves of the pump as illustrated in figure 7-5. The curves provide a basis for selecting the pump that will provide the most efficient performance for the required operating conditions. Usually such data are supplied by the manufacturer. Because of the difficulty of testing with large volumes of water, performance of most large pumps is forecast from tests on small models.

##### Total dynamic head

Total dynamic head on the pump is the static lift plus all the losses in the pump, suction pipe and discharge pipe. Total dynamic head can be expressed as:

$$H_t = \left( h_d + \frac{v_d^2}{2g} + d_1 \right) - \left( h_s + \frac{v_s^2}{2g} + d_2 \right) \quad (\text{Eq. 7-3})$$

in which

$H_t$  is the net total dynamic head in feet of water.

$h_d$  is the discharge pressure head in feet of water, measured near the discharge flange of the pump (gage pressure). It is positive if the pipe is under pressure and negative if under vacuum at the point of measurement.

$v_d$  is the average velocity in feet per second in the pipe where  $h_d$  is measured.

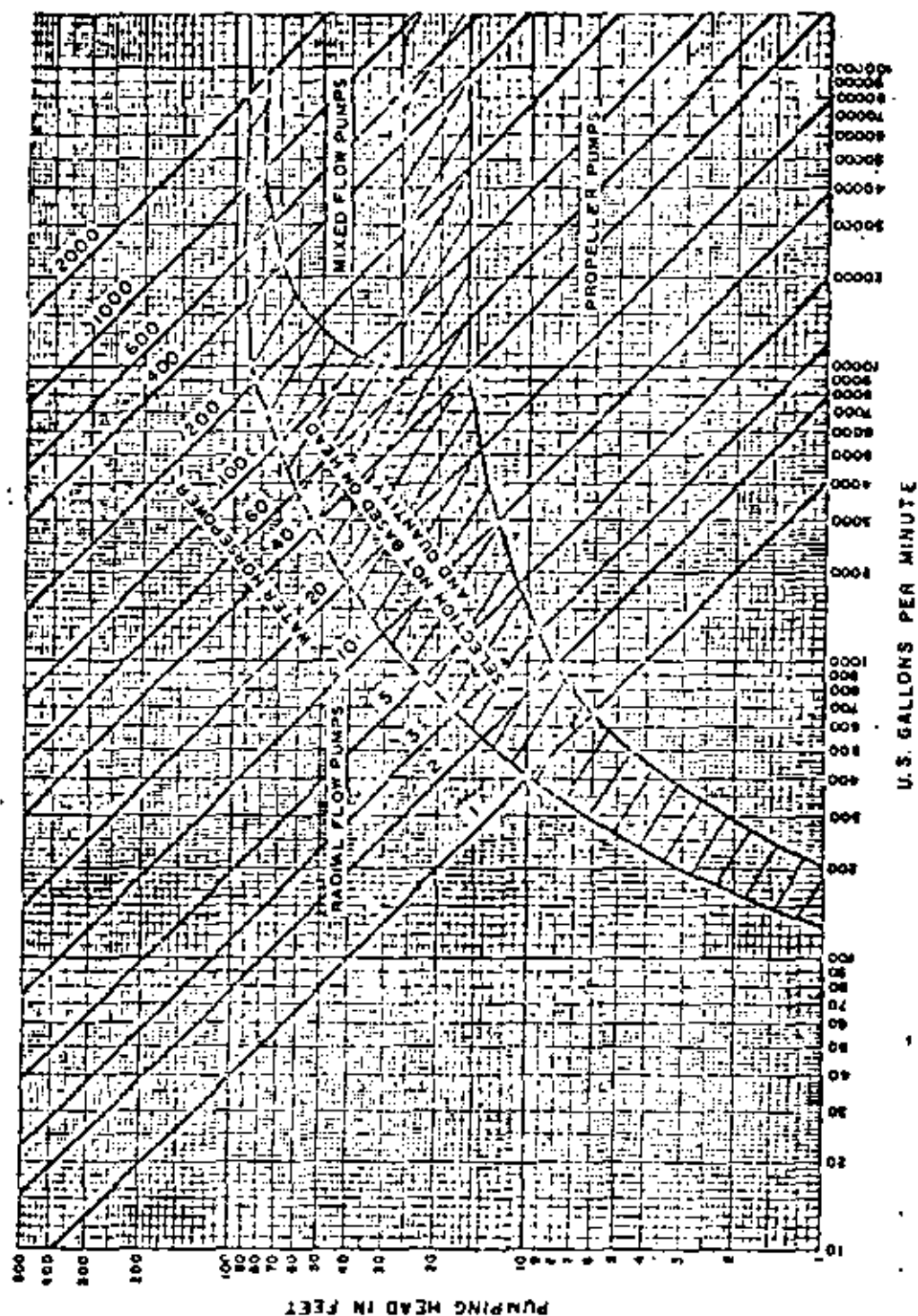
$d_1$  is the elevation of the gage measuring  $h_d$  in feet above some reference plane. It is positive or negative, depending upon whether the gage is above or below the reference plane.

$h_s$  is the suction head, measured near the suction flange of the pumps (gage pressure). It is nearly always negative, since the suction pipe is usually under vacuum.

$v_s$  is the average velocity in the pipe at the point where  $h_s$  is measured.

$d_2$  is the elevation of the gage measuring  $h_s$  above the same reference plane used to determine the elevation of the gage measuring  $h_d$ .

## PUMP TYPE SELECTION CHART



REFERENCE

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

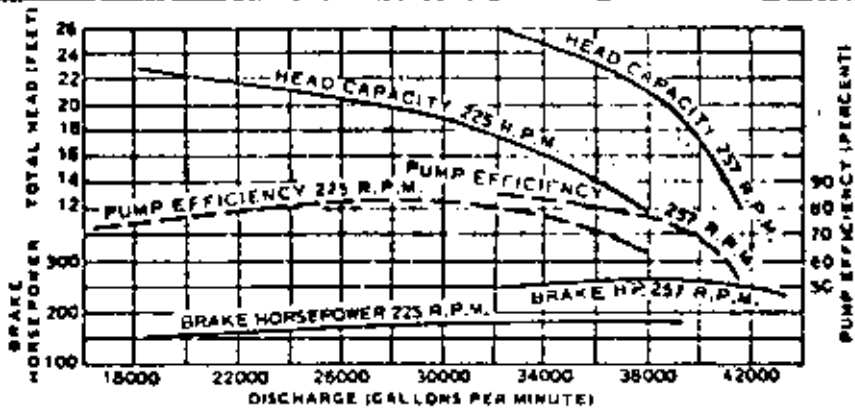
STANDARD Dwg NO

ES - 724

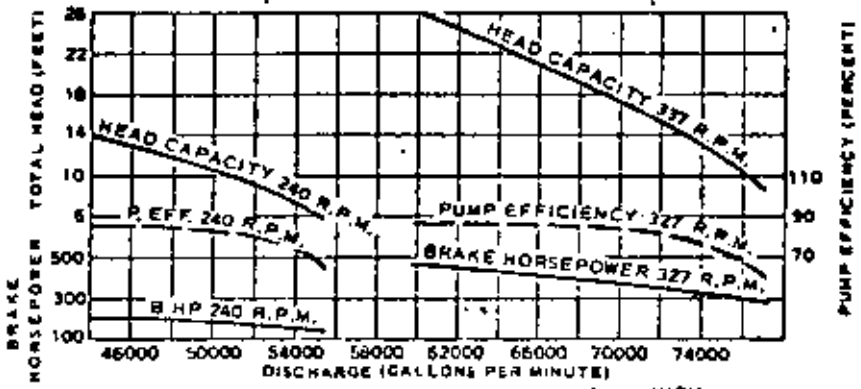
SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

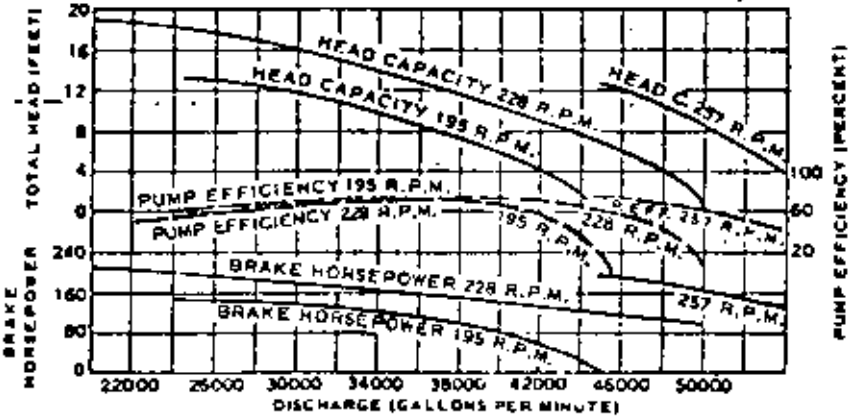
Figure 7-4, Pump type selection chart



CHARACTERISTIC CURVES OF TYPICAL MODERN RADIAL FLOW (TAKEN FROM FIELD TESTS OF 36-INCH PUMP)



CHARACTERISTIC CURVES FROM TESTS OF 48 INCH MIXED-FLOW PUMP



CHARACTERISTIC CURVES OF TYPICAL PROPELLER PUMP

Reference:  
USDA Bulletin 1008

Figure 7-5, Pump characteristic performance curves

g is acceleration due to gravity, equal to 32.16 feet per second per second.

Expressions  $\frac{v_s^2}{2g}$  and  $\frac{v_d^2}{2g}$  are velocity heads in the suction and discharge heads, respectively.

Actual internal head losses within the pump are hydraulic losses between the suction and discharge flanges. In well designed pumps these are quite small. They include disc friction and water shear in the sealing ring spaces; friction or shock in the volute or diffusion vanes of the impeller; and mechanical losses such as friction in the wearing ring and mechanical seal. An accounting of the head losses within pumps is usually covered by pump manufacturers' ratings.

Entrance, friction, and exit losses in the suction and discharge pipes dissipate a substantial part of the total energy used by the pumping plant.

Suction pipe head losses

Suction pipe head losses may be large unless proper attention is given to the shape and size of the suction pipe and the approach velocity of water entering the pipe, which is affected by the sump geometry and the effect of other pumps in the plant, if there is more than one pump.

Entrance losses at the suction entrance may be kept low by progressively expanding the diameter of the pipe from the pump flange toward the suction entrance or by flaring out the end of the suction entrance. Approach velocities in the sump to the suction pipe entrance should be kept under 3 feet per second. Normally, manufacturers provide a short suction pipe with flared entrance or bell on the vertical type axial flow and mixed flow pumps. Some manufacturers also add an umbrella or brim to the inlet edge to reduce further any entrance disturbance. Bells are often omitted on small propeller pumps made by local machine shops.

In order to avoid vortex action, flow in the sump toward the suction flange should be without swirls and ripples and as direct as possible. This is controlled primarily by the sump design and the maintenance of sufficient submergence over the suction bell so that vortex action does not develop. See criteria included under Sump Dimensions.

Net positive suction head (NPSH)

Net positive suction head is the total suction head in feet of liquid determined at the suction intake, corrected for datum and vapor pressure. Incorrect determination of NPSH can reduce pump capacity and efficiency and lead to cavitation damage.

$$NPSH_{(available)} = h_{sv} = P_a - P_v + E - h_f \tag{Eq. 7-4}$$

where  $P_a$  is atmospheric pressure at pump site in feet

$P_v$  is water vapor pressure at operating temperature in feet

E is submergence of the pump intake in feet

$h_f$  is suction losses in the suction pipe

$P_a$  may be determined from table 7-1;  $P_v$  from table 7-2;  $E$  preferably from a manufacturer's pump catalog but also from (H-C) in figures 7-14 and 7-15; and  $h_f$  from the manufacturer's pump catalog. When the suction bell is attached directly to the suction bowl, losses are included in the manufacturer's pump curve and  $h_f$  then is not included in the equation. Temperature of drainage water will usually range between 50° and 70° F. and 60° is commonly used for design purposes.

For example: Given a Peerless pump with attached suction bell, 22,000 GPM capacity, installed at altitude of 4,000 feet, for water temperature of 60° F., determine the required NPSH ( $h_{sv}$ ).

Referring to figure 7-15 and using value of  $E$  obtained from (H-C) in figure 7-14 for 22,000 GPM,

$$\begin{aligned} E &= (H-C) \\ &= 125 - 17 \\ &= 108 \text{ inches or } 9.0 \text{ feet} \end{aligned}$$

Referring to table 7-1,  $P_a$  for 4,000 feet = 29.2 and table 7-2 where  $P_v$  for 60° F. = 0.59,

$$\begin{aligned} h_{sv} &= P_a - P_v + E - h_f \\ &= 29.2 - 0.6 + 9.0 - 0 \\ &= 37.6 \text{ feet} \end{aligned}$$

Peerless model studies show that submergence of 6 feet 1 inch is sufficient to prevent vortexing. Thus the calculated net positive suction head indicates  $E$  could be substantially less than that used.

#### Discharge pipe losses

Discharge pipe losses include friction and exit losses. Losses can be computed from data in NEH Section 5, Hydraulics (8) or King and Brater's Handbook of Hydraulics (9). Friction losses in the discharge pipe can be reduced greatly by use of larger diameter pipe, usually 2 to 6 inches larger than the pump discharge flange. The transition can be made through a short expanding section of pipe at the pump flange. Figure 7-6 can be used to determine friction losses in steel pipe generally used for discharge pipe from drainage pumps. Head loss values in the chart are for riveted pipe and should be reduced 30 percent for welded steel or sheet metal pipe.

For example: Given a 20,000 GPM discharge through a 36-inch diameter pipe, determine the velocity head, velocity, and head loss.

Establish a reference point by entering chart in figure 7-6 at 20,000 GPM on left-hand vertical scale and moving horizontally across to intercept the discharge curve for the 36-inch pipe. Next, move vertically upward from the reference point to the velocity head curve and thence horizontally to the upper right-hand vertical scale. The velocity head is shown as 0.6 foot. Next, from the reference point move vertically downward to the bottom horizontal scale. Velocity is shown as 6.25 fps. Again from the reference point move vertically downward to intercept the head loss curve for the 36-inch pipe and thence horizontally to the lower right-hand vertical scale. The head loss is shown as 0.5 foot per 100 feet.

Table 7-1, Properties of water at various altitudes

27

Altitude Feet	Barometric Pressure		Atmospheric Pressure	
	Inches Hg		psia	Feet Water
-500	30.5		15.0	34.6
0 (Seasonal)	29.9		14.7	33.9
500	29.4		14.5	33.4
1,000	28.9		14.2	32.8
1,500	28.3		13.9	32.1
2,000	27.8		13.7	31.5
4,000	25.8		12.7	29.2
6,000	24.0		11.8	27.2
8,000	22.2		10.9	25.2

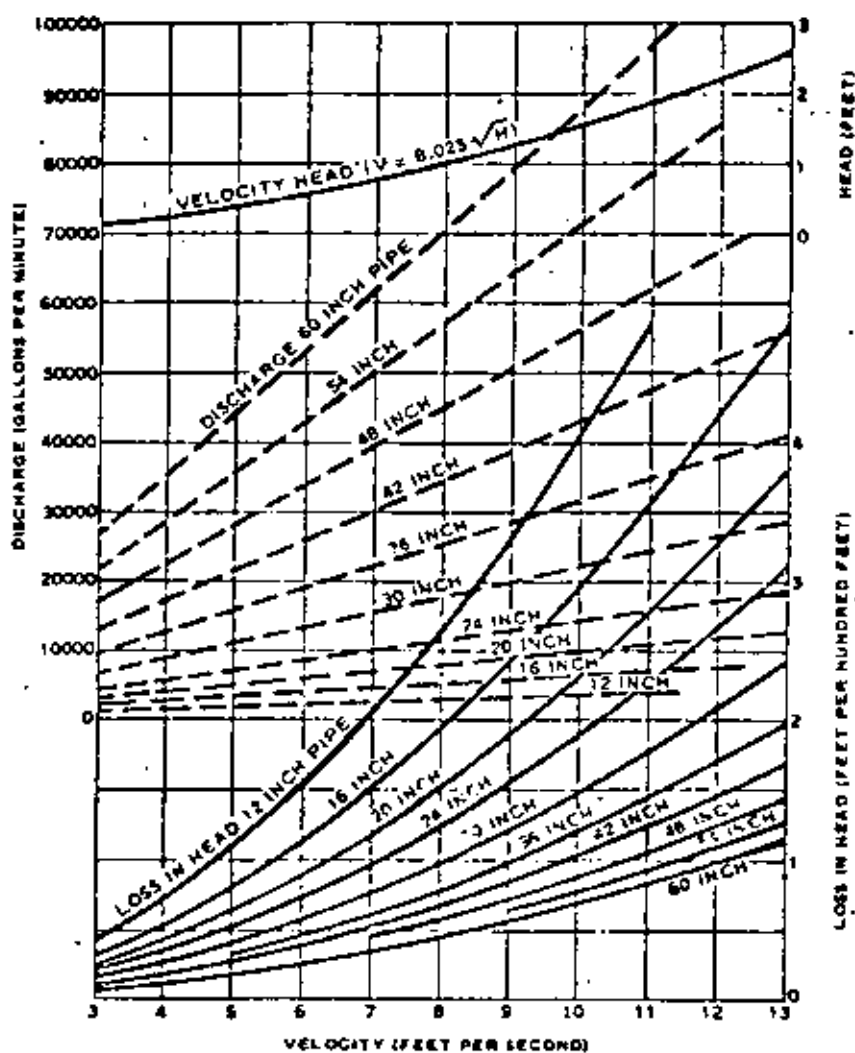
Table 7-2, Properties of water at various temperatures

Temperature Degrees F.	Vapor Pressure		Specific Weight pcf	Specific Gravity
	psfa	Feet Water		
32.0°	12.7	0.20	62.42	.9999
39.2 <sup>1/</sup>	16.9	0.27	62.427	1.0000
50.0	25.6	0.41	62.41	.9997
60.0	36.8	0.59	62.37	.9990
70.0	52.3	0.84	62.30	.9980
80.0	73.0	1.17	62.22	.9966
100.0	136.0	2.19	62.00	.9931

<sup>1/</sup> Temperature when specific gravity = 1.0000



## VELOCITY HEAD, DISCHARGE, AND FRICTION-HEAD LOSS IN RIVETED STEEL PIPES



### VELOCITY HEAD, DISCHARGE, AND FRICTION-HEAD LOSS IN RIVETED STEEL PIPES

Loss in head based on Scobey's formula

$$H = K_s \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} \quad \text{where } K_s = 0.51$$

For welded steel or for sheet metal pipe  
3/16" or less thickness, reduce head loss  
30 percent.

**REFERENCE**

U.S. D.A. Bulletin 1008

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWG. NO.

ES - 725

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Figure 7-6, Head losses in riveted steel pipe

Head loss through a standard flap gate is quite low. Figure 7-7 contains values for various size gates and discharges based on tests carried out a number of years ago at the University of Iowa Hydraulics Laboratory by Floyd A. Nagler (10).

#### Specific speed

Specific speed expresses a relationship of head, capacity, and speed with respect to the suction lift. High speeds without proper suction conditions can cause serious trouble from vibrating noise and pitting. The maximum head in a single stage impeller is determined by the impeller diameter which establishes the peripheral speed and by the strength of the metal in the impeller casing to withstand such peripheral speed. Ordinarily, manufacturers limit peripheral speed to about 900 feet per minute to meet requirements of impeller castings normally used. By use of special high strength metals, impellers have been developed to withstand peripheral speeds beyond 14,000 feet per minute.

The Hydraulic Institute has defined specific speed and established standards which set upper limits of specific speed with respect to head, capacity, and suction lift as they apply to centrifugal pumps (1). Under normal circumstances, adherence to these standards assures freedom from cavitation. See figures 7-8, 7-9, 7-10, and 7-11. Figure 7-8 illustrates the characteristic profiles of several types of pump impellers ranging from the low specific speed radial flow designs to the high specific speed axial flow designs and their general location on the specific speed scales. Specific speed is defined as the revolutions per minute to which a geometrically similar impeller would run if it were of such size as to discharge 1 gallon per minute against 1 foot head. Specific speed, designated by the symbol  $N_s$ , can be determined from the following formula:

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad \text{or} \quad N_s = \frac{N\sqrt{Q} H^{1/4}}{H} \quad (\text{Eq. 7-5})$$

where

- N = rotative speed in revolutions per minute
- Q = flow in gallons per minute at optimum efficiency
- H = total head in feet (total discharge head plus total suction lift)

and Suction Specific Speed, designated as S from

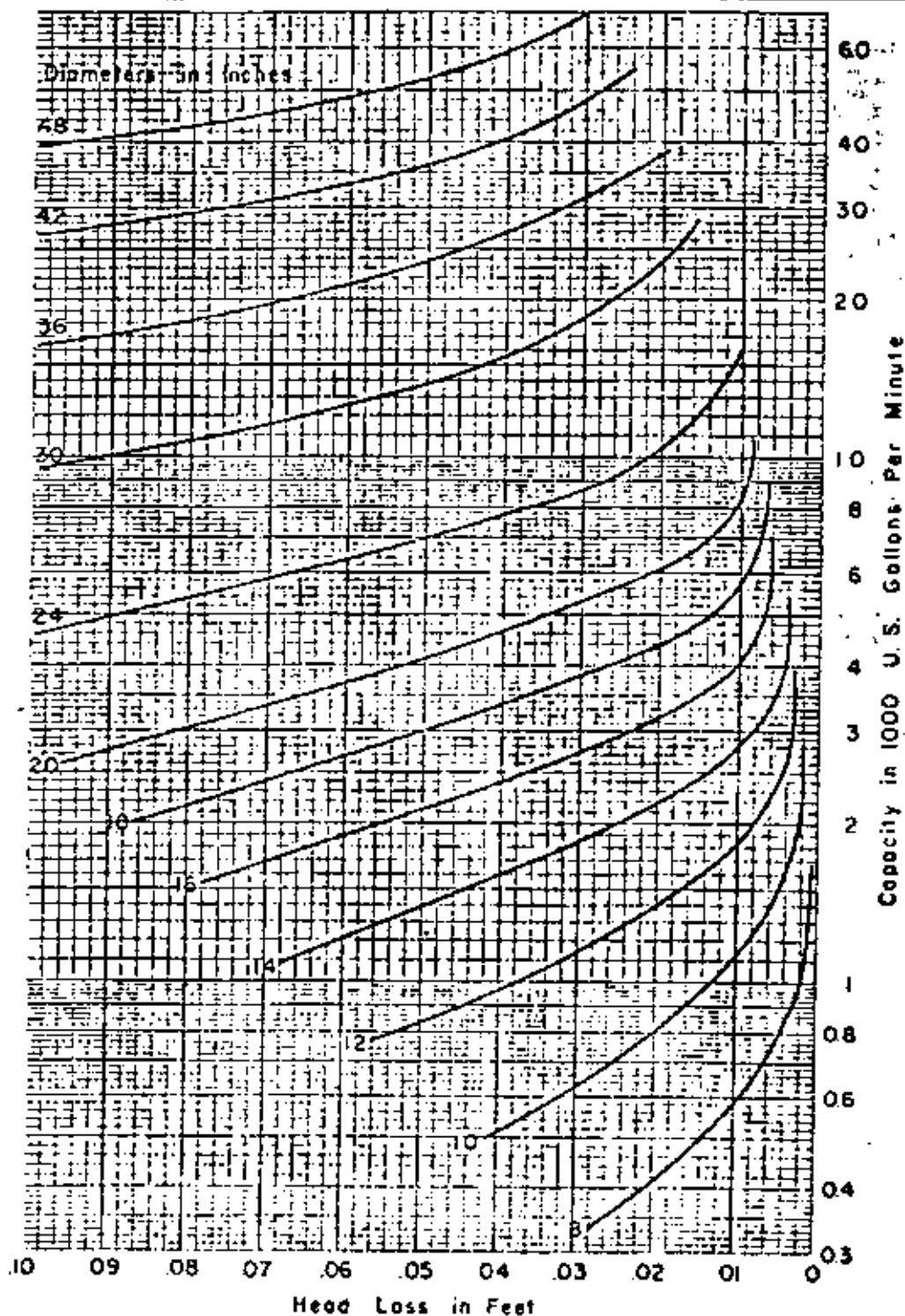
$$S = \frac{N\sqrt{Q}}{h_{sv}^{3/4}} \quad \text{or} \quad S = \frac{N\sqrt{Q} h_{sv}^{1/4}}{h_{sv}} \quad (\text{Eq. 7-6})$$

where N and Q are the same as above

$h_{sv}$  = required NPSH in feet.

A pump with a high suction lift, say over 15 feet, requires special consideration in the pump design. This usually results in slow speeds and large pumps. If suction lifts can be reduced, smaller and cheaper pumps can be used.

## HEAD LOSSES FOR LIGHT FLAP GATES



## REFERENCE

Handbook of Water Control  
1936 Edition  
W. G. O'Neal Co.  
Chicago, Illinois

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

## STANDARD DWG NO

CS - 726

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Figure 7-7. Head losses for light flap gates

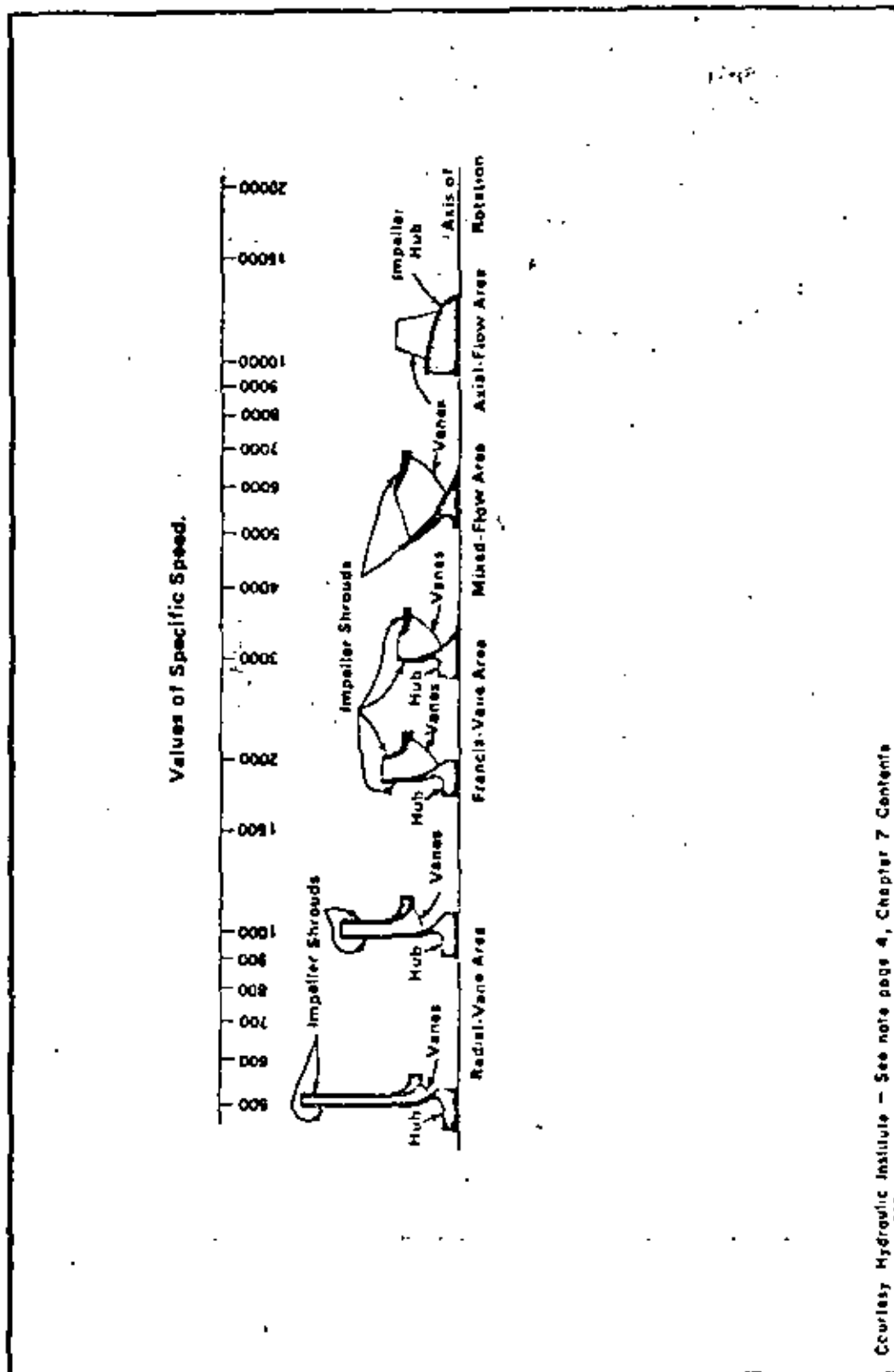
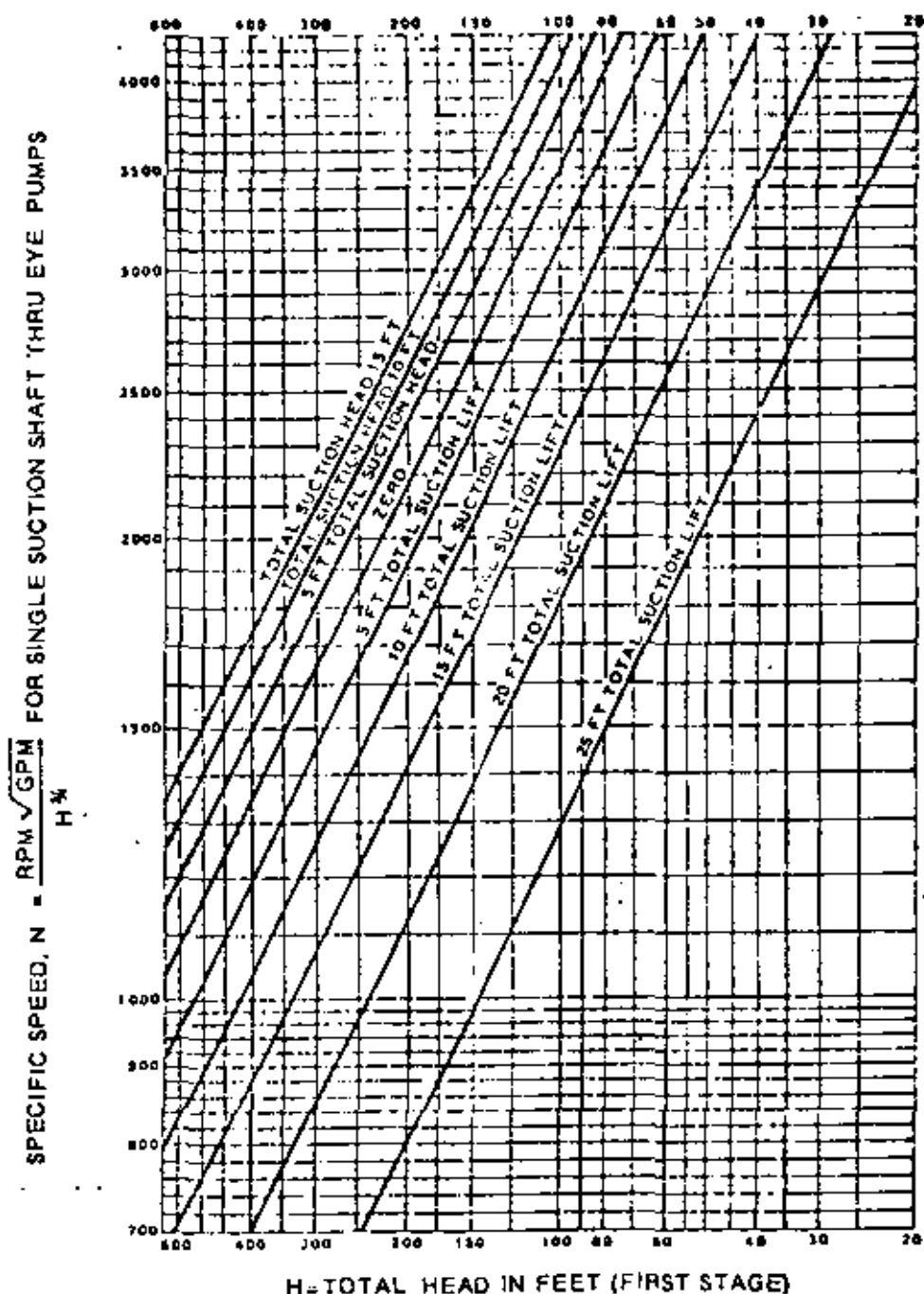


Figure 7-8, Relationship of impeller design and specific speeds

# UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS SINGLE SUCTION SHAFT THRU EYE PUMPS HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



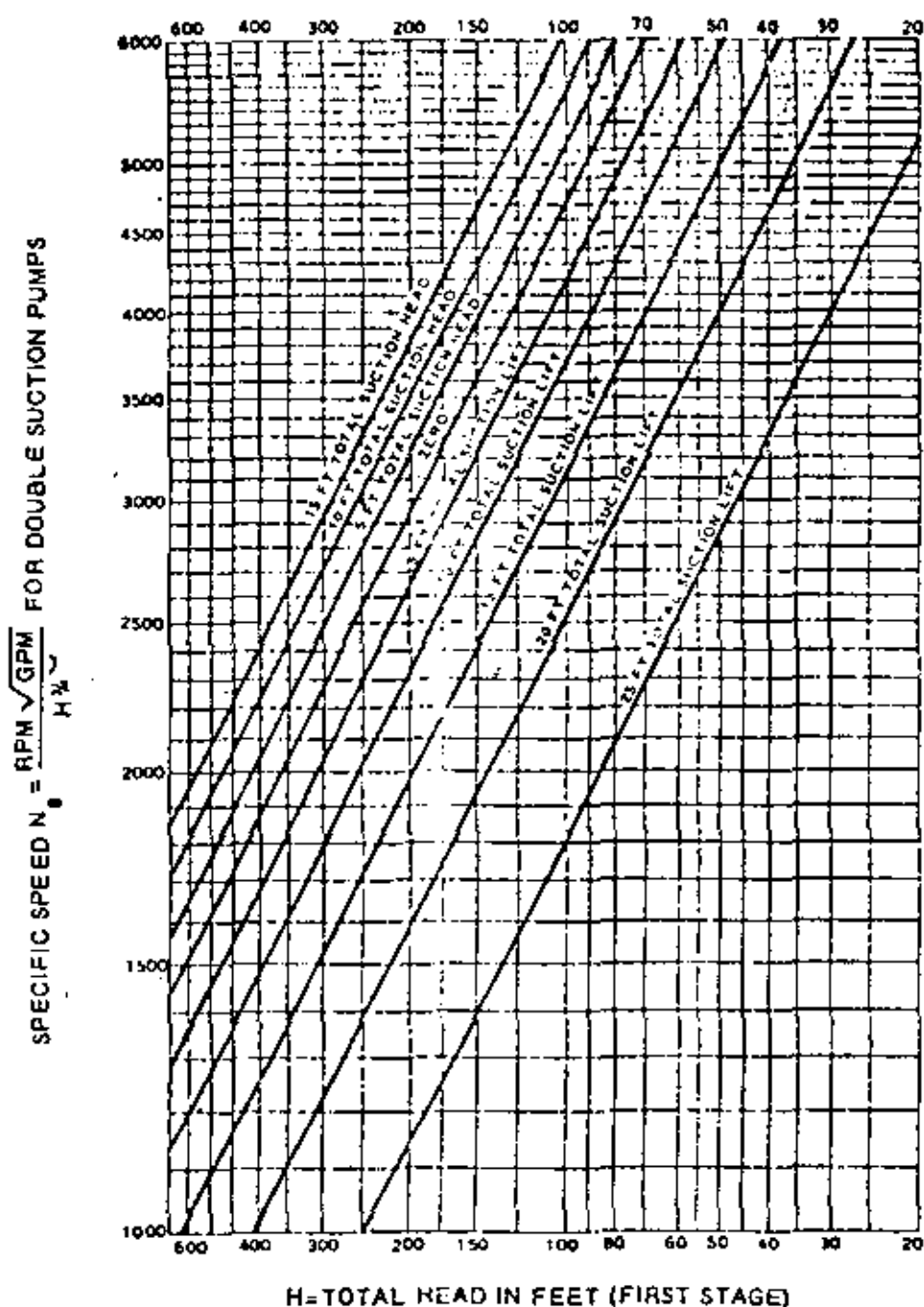
REFERENCE Reprinted from  
Hydraulic Institute Standards  
12th Edition. Copyright 1969 by the  
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St  
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg. NO.  
CS - 727  
SHEET 1 OF 3  
DATE February 1971

Figure 7-9. Limits of specific speed, single suction, radial and mixed flow pumps

UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS  
DOUBLE SUCTION PUMPS  
HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



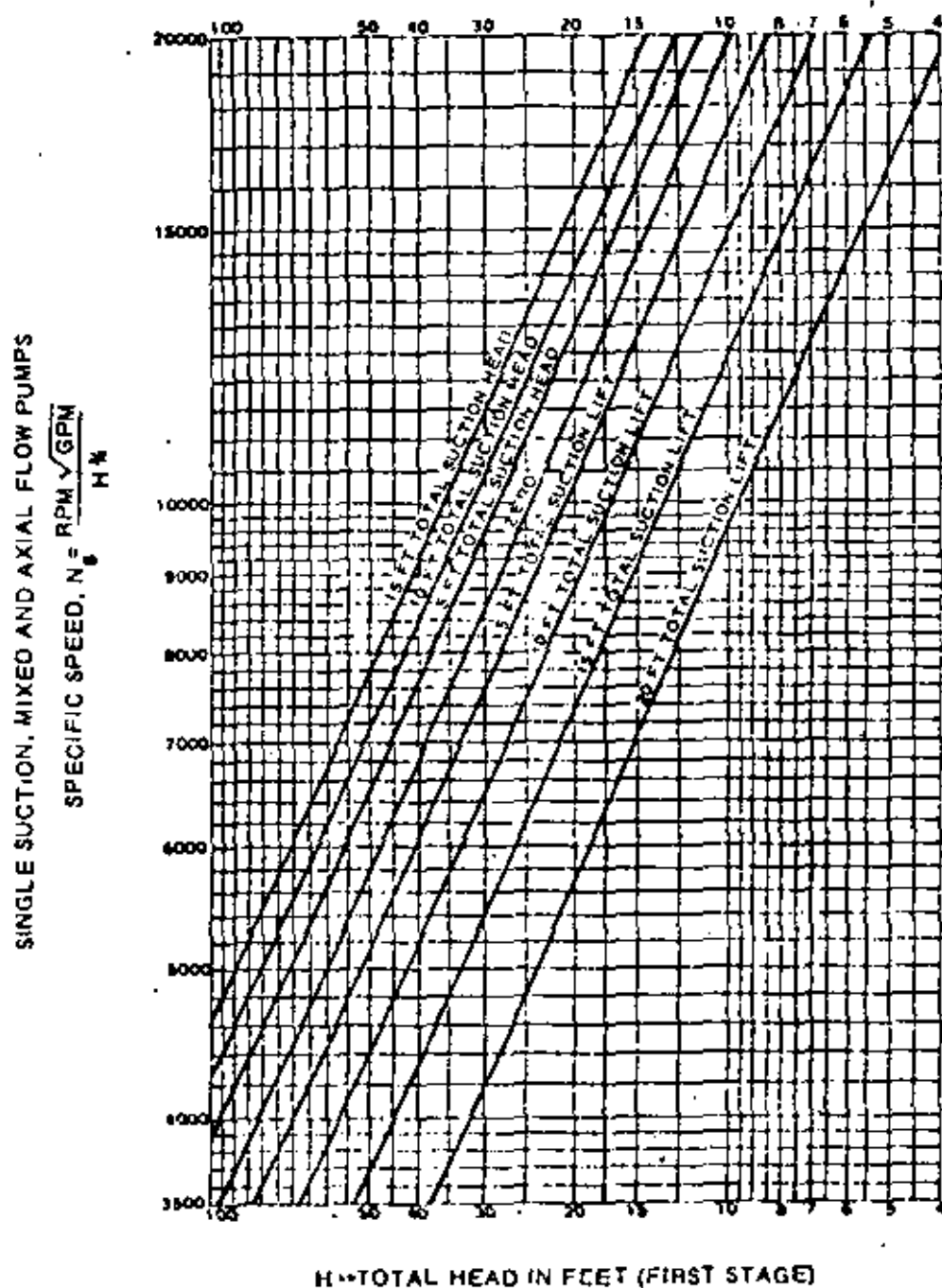
REFERENCE: Reprinted from  
Hydraulic Institute Standards  
12th Edition. Copyright 1963 by the  
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St  
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg. No.  
ES - 727  
SHEET 2 OF 3  
DATE February 1971

Figure 7-10. Limits of specific speed, double suction, radial flow pumps

# UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS SINGLE SECTION, MIXED AND AXIAL FLOW PUMPS HANDLING CLEAR WATER AT 85° F AT SEA LEVEL



REFERENCE: Reprinted from  
Hydraulic Institute Standards  
12th Edition Copyright 1969 by the  
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St.  
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWS NO.  
ES - 727  
SHEET 3 OF 3  
DATE February 1971

Figure 7-11, Limits of specific speed, single suction, mixed and axial flow pumps

Table 7-3 provides a useful guide for classifying pumps according to specific speed and the magnitude of pressure.

Table 7-3, Pump classification according to speed and pressure magnitude.

N <sub>s</sub>	Constant Speed and Capacity	Constant Speed and Pressure	Constant Capacity and Head	Head Range (in feet)	Type Pump
Low 2,000	high pressure	low capacity	low speed	200+	Radial or partial Francis type centrifugal
Medium 1,500-5,000	medium pressure	medium capacity	medium speed	20 to 200	Radial and Francis type centrifugal
High 4,000-9,000	low pressure	high capacity	high speed	10 to 90	Mixed flow or propeller
				3 to 20	Propeller

Pump size

Pump size should be based on heads and speeds when the pumps are operating at or near maximum efficiency. Discharge velocities under these conditions will range between 9 and 13 feet per second for a properly sized pump. For purposes of establishing approximate size in the preliminary design of drainage pumping plants, 10 feet per second can be taken as most commonly applicable. The required pump size can then be computed by dividing the required capacity by the average discharge velocity selected. Table 7-4 gives pump sizes for various capacities and discharge velocities. With the pump size and static lift established, approximate suction and discharge heads can be computed.

Pump size can be determined on the basis of specific speeds from performance curves of tested prototypes or prototype models. These should be available for various types and sizes from leading pump manufacturers, government agencies such as the Corps of Engineers, Bureau of Reclamation, Soil Conservation Service, and others. Additional tests of performance should not be necessary except in unusual circumstances.

In the case of small pumps tests may be made directly. In the case of large pumps tests on similar small models can be made. Then, based on specific speeds and performance of such prototypes, the characteristics of the large pumps can be established accurately from the characteristic curve of size, speed, and submergence of the model. In most cases these are more accurately determined from direct field tests of a prototype because of the difficulty of obtaining accurate field test measurements when large volumes of water are involved. Model tests must duplicate closely the flow conditions in both suction and discharge to provide reliable prototype characteristics.

The following are the basic equations given by the Hydraulic Institute to correlate model and prototype values.



# PUMP SIZE, CAPACITY AND DISCHARGE RATES

Pump Size Inches	DISCHARGE VELOCITY IN FEET PER SECOND				
	9	10	11	12	13
PUMP CAPACITY - CUBIC FEET PER SECOND					
10	5.0	5.5	6.1	6.6	7.2
12	7.1	7.9	8.7	9.5	10.3
14	9.6	10.7	11.8	12.8	13.9
16	12.6	14.0	15.4	16.8	18.2
18	15.9	17.7	19.5	21.2	23.0
20	19.6	21.8	24.0	26.2	28.3
22	23.8	26.4	29.0	31.7	34.3
24	28.3	31.4	34.5	37.7	40.8
26	33.2	36.9	40.6	44.3	48.0
28	38.5	42.8	47.1	51.4	55.6
30	44.2	49.1	54.0	58.9	63.8
36	63.6	70.7	77.8	84.8	91.9
42	86.6	96.2	105.8	115.4	125.1
48	113.1	125.7	138.3	150.8	163.4
54	143.1	159.0	174.9	190.8	206.7
60	176.7	196.3	215.9	235.6	255.2

Pump Size Inches	DISCHARGE VELOCITY IN FEET PER SECOND				
	9	10	11	12	13
PUMP CAPACITY - GALLONS PER MINUTE					
10	2,245	2,470	2,739	2,963	3,233
12	3,188	3,547	3,906	4,266	4,625
14	4,310	4,804	5,298	5,747	6,241
16	5,657	6,286	6,915	7,543	8,172
18	7,139	7,947	8,756	9,519	10,327
20	8,800	9,788	10,776	11,764	12,707
22	10,686	11,854	13,021	14,233	15,401
24	12,707	14,099	15,491	16,927	18,319
26	14,907	16,568	18,229	19,891	21,552
28	17,286	19,217	21,148	23,079	24,964
30	19,846	22,046	24,246	26,446	28,646
36	28,556	31,744	34,932	38,075	41,263
42	38,883	43,194	47,504	51,815	56,170
48	50,782	56,439	62,097	67,709	73,367
54	64,252	71,391	78,530	85,669	92,804
60	79,338	88,139	96,939	105,784	114,585

REFERENCE

U S DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD DWS NO

CS - 728

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Table 7-4, Pump size according to capacity and discharge velocity

If M represents the model and P the prototype then

$$\frac{\text{Specific Speed of M}}{\text{Specific Speed of P}} = \frac{\text{Diameter of P}}{\text{Diameter of M}} \cdot \sqrt{\frac{\text{Head of M in feet}}{\text{Head of P in feet}}}$$

and

$$\frac{\text{Capacity of M in GPM}}{\text{Capacity of P in GPM}} = \frac{\text{Diameter of M}}{\text{Diameter of P}} \cdot \sqrt{\frac{\text{Head of M}}{\text{Head of P}}}$$

### Power and drives

Both electric motors and internal combustion engines are used as power units for drainage pumps. Primary considerations in selecting power equipment for drainage pumps are reliability of operation during times when pumps must be used, availability of power and fuel, initial and operation cost, annual use, and frequency and duration of pumping.

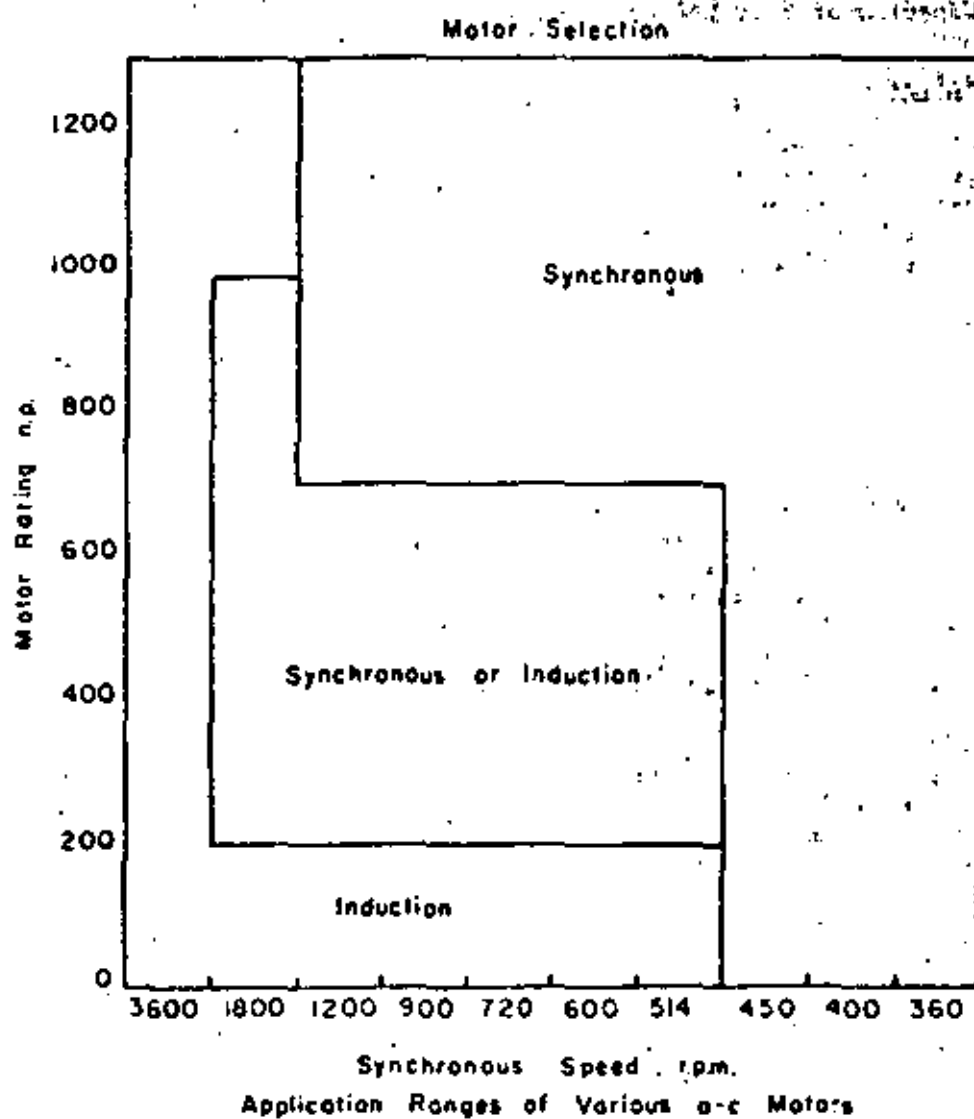
#### Electric motors

Electric motors are frequently preferred because of their simplicity and low upkeep. Vertical types are well suited to most drainage installations. Usually they can be connected directly to pumps without special transmission units and require little building space. Also, electric motors are easily adapted to automatic controls. However, consideration must be given to the possibility of discontinuance or interruption of power during severe storms. Also, power costs, both installation and operation, may be excessive, particularly in rural areas where high voltage lines are not readily available. Power costs may include both a primary charge based on capacity of the electric motors and a current charge based on the amount of current used. When the primary charge is the greater part of power costs, plant efficiency becomes less important than when a high kilowatt-hour charge is made.

Either a squirrel-cage (induction) or synchronous motor can be used for powering drainage pumps. These are obtainable in sizes and speed ranges meeting most needs. A squirrel-cage motor is the cheapest type of motor and is almost universally used on small to medium sized pumping installations using electric power. A synchronous motor is more costly but also slightly more efficient than the squirrel cage, requires less exact alignment on the shaft, and the power factor can be kept constant or varied. See figures 7-12 for generalized application ranges for two types of motors. Final selection should be based on a motor manufacturer's recommendations.

Starting torques are low on centrifugal pumps of the nonclog type. Starting torques are high on fixed blade propeller and mixed flow pumps and they are higher than the full load torque after the pumps are in operation. When limitations in starting current exist, or voltage regulation on incoming current is poor, squirrel cage motors, which have low starting torques cannot be used for the larger sizes of axial flow pumps except when such pumps have adjustable blades or when they are volute type pumps for which water can be depressed below the impeller during the pump start. In synchronous motors starting torques also depend upon a squirrel cage winding which is necessary in the initial stages of motor excitation and may cause high momentary loads in the powerline. Capacitors can be installed in the motors to adjust for incoming line voltage drops.

# MOTOR SELECTION CHART


**REFERENCE**

Pump Selection and Application by T. G. Hicks, page 308, McGraw-Hill

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

**STANDARD DWS NO.**

ES - 729

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Figure 7-12, Motor selection chart

### Internal combustion engines

Internal combustion engines may be gasoline, fuel gas, or diesel powered. Commercially available gasoline engines usually provide the lowest overall cost although operating cost is usually high. Diesel or fuel gas operation is usually more economical when annual operation exceeds 800 hours. Internal combustion engines are advantageous in that they can be operated at variable speeds, and with adequate fuel storage facilities are reasonably free from supply hazards of delivery failures during storms. Less deterioration occurs and less frequent engine check runs are necessary in diesel than gasoline units when long standby intervals occur between pump operations.

### Power drives

Power drives for drainage pumps may be by direct connection, 90-degree gearbox, V or flat belt, and tractor power takeoff. Direct drive is limited to direct hookup of motor and pump with the same operating speeds. Hookup is by direct or flexible coupling and no loss in power is obtained. The gearbox is the most dependable and commonly used transmission for the vertical pumps and internal combustion engines. Combinations of gears are provided to permit both pump and engine to be operated at their most efficient speeds. Power loss through such connections is 5 percent or less. Multiple V belt drives, though less costly than the gearbox, are slightly less efficient with the power loss ranging from 5 to 10 percent. They are much more efficient than flat belts and can be operated satisfactorily in confined space with only short distances between pulleys. Flat belts are the least efficient, ranging from 20 to 30 percent power loss, depending upon the pulley type and size, slippage, and twist. They can be used with small pumps employing farm tractors for power. Tractor power takeoffs can be used in place of the flat belts but may require some gear or pulley type speed interchanging device to match the operating speed of the pump. There is usually a power loss of 10 to 15 percent in the gearing within the tractor.

### Power requirements

The capacity of the power units is measured in horsepower. One horsepower is equal to 33,000 foot-pounds per minute, 2,545 BTU per hour, or 0.746 kilowatts.

Water horsepower (WHP) is the required output of the pumps.

$$WHP = \frac{QwH_t}{33,000}$$

where Q is discharge in gallons per minute  
w is the weight of water in pounds per gallon  
and  $H_t$  is total head of water in feet

$$WHP = \frac{Q H_t}{3,960} = 0.0002526 Q H_t \quad (\text{Eq. 7-7})$$

when weight of water at 68° F. is 8.34 pounds per gallon

Brake horsepower (BHP) is the power input of the pumps or is the required output of engines or motors, including power losses in power units and pumps.

$$BHP = \frac{WHP}{e_p e_t e_m}$$

where  $e_p$  is the efficiency of the pump,  $e_t$  the efficiency of transmission of power between engine or motor and pump, and  $e_m$  the efficiency of the engine or motor.

therefore

$$\text{BHP} = \frac{0.0002526 Q H_t}{e_p e_t e_m} \quad (\text{Eq. 7-8})$$

Performance curves indicating engine and motor characteristics are available from most manufacturers. Performance curves are determined from dynamometer tests. Tests on engines usually are based on stripped down units without mufflers, cooling fans, etc. Loss of power from these accessories plus effects of continuous application of loads may require an approximate 20 percent increase in horsepower requirements over that shown by the manufacturer.

In estimating required horsepower to be used by the pumping units, efficiency of the several unit components (when in good condition and operated at rated capacity) can be taken as 90 percent for electric motors, 80 percent for diesel engines, 70 percent for water-cooled gas engines, 60 percent for air-cooled gas engines, 100 percent for direct connected transmission, 95 percent for gearbox transmission, 90 percent for V belt transmission, 80 percent for flat belt transmission, and between 65 and 80 percent for pumps.

For example, determine the required horsepower of a water-cooled gas engine, gearbox connected to a 10,000 GPM propeller pump operated at a 10-foot total head. The manufacturer's rating curve for the pump indicates an efficiency of 79 percent.

$$\begin{aligned} \text{BHP} &= \frac{0.0002526 \times 10,000 \times 10}{0.79 \times 0.95 \times 0.70} \\ &= \frac{25.26}{0.525} = 50 \end{aligned}$$

Thus an engine of rated horsepower twice water horsepower is required.

Since the pumping unit should operate satisfactorily under all operating conditions, characteristics of both pump and power unit should be considered for starting load, load at shutoff, and load for total heads less than the maximum.

#### Operating controls

Both automatic and manual controls may be used in the operation of drainage pumping facilities. Alternate manual controls must be provided where automatic controls are used.

The use of automatic start and stop controls are well suited to installations where short operating cycles are necessary, where the installation is remote, and where there is a shortage of competent operators. Automatic controls may deteriorate due to long periods of disuse and thus require frequent inspections and maintenance to assure good operation.

Short cycling as the result of water surface drawdown or water oscillation in the sump can be prevented by at least two methods. In the first method, locate the water level sensing device far enough upstream from the pumps so

that it is unaffected by local drawdown. In the second method, set the on-off levels sufficiently far apart so that local drawdown will not turn pumps off. If a minimum water level fluctuation is required, the first method is most suitable. If some fluctuation is allowable, the second method may be used. 41

Many devices are available for sensing water depths for automatic control. Among the most common are float type switches, electrodes, bubbler tubes, bells, and diaphragms. There are other electric sensors available, but they have not been widely adopted for drainage work.

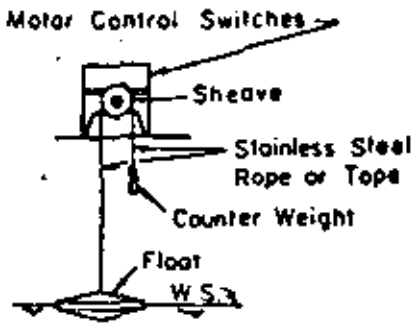
In some locations, openings to automatic controls require screening against entry of small rodents or insects such as "mud" wasps, whose construction of nests in the equipment may prevent the functioning of the controls.

In areas where low temperatures are experienced protection against freezing may be necessary, such as a hinged gate or curtain enclosure of the sump opening above the waterline and heated well housing for float controls.

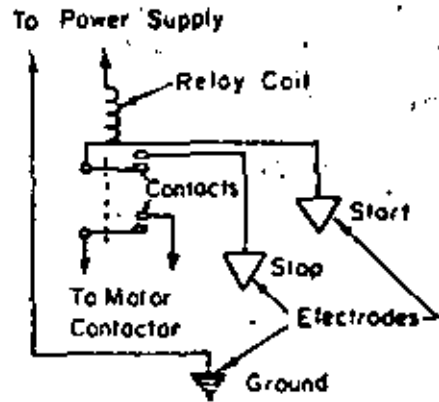
Float activated switches are perhaps the most common type of control used. The basic operation is that a float is suspended by a stainless steel tape which travels over a sheave to a counterweight. The sheave is connected to the meter switches. A change in the water surface elevation changes the position of the sheave, thus activating the switch. See figure 7-13. Adjustment of the water level settings are made at the switch. The float, tape, and counterweight are vulnerable to damage by debris, ice, and vandalism, thus enclosure in a well is usually necessary. The tape, sheave, and float must be of stainless steel or other corrosion resistant material. Algae, moss, and scum can foul the float and tape and prevent proper operation of the pumps. There is a definite physical limitation on how remote the switch can be from the float.

Electrodes are now used widely as controls. The basic operation is that the changing level of water completes or breaks electrical circuits, thus activating relays controlling the pumps. See figure 7-13 for a simplified schematic diagram. When the water level contacts the start electrode a complete circuit will occur through the relay through the water to the ground. The relay will close both contacts, starting the pump and also completing a "lock-in" circuit through the relay, the relay contact, and the water to the ground. Pumping will continue when the water level drops below the start relay because of the "lock-in" circuit. When the water level drops below the stop electrode the "lock-in" circuit is broken and the relay contacts open, stopping the pump. The relay will not be energized when the water level reaches the stop electrode because the relay contact is open. The cycle described will repeat when the water level reaches the start electrode. There are no moving parts in the water, therefore the chance of damage is less than for a float system. The electrodes can be placed remotely from the relay. Systems are available using very low voltage thus eliminating any chance of accidental shock. To change water level settings it is necessary to move the electrodes. Experience to date indicates electrodes currently available may become defective after several years in use and should be tested periodically to determine need for replacement.

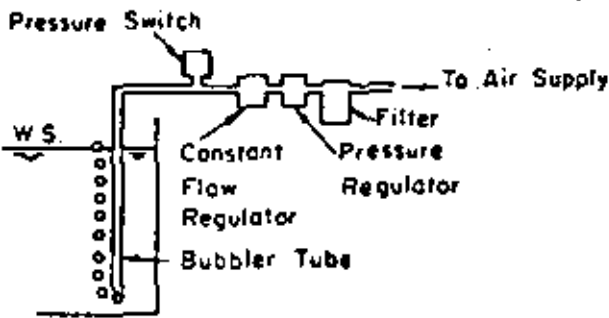
The bubbler tube system is widely used in sewage treatment applications because of the inherent nonclogging operation. See figure 7-13 for a simplified diagram of operation. Air, or other gas, is bubbled slowly at a constant rate of flow through a small tube and discharged freely into the water at a fixed elevation. The pressure within the tube is that due to the depth of water



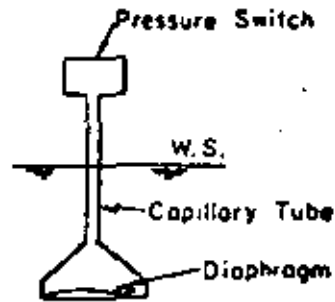
FLOAT CONTROL



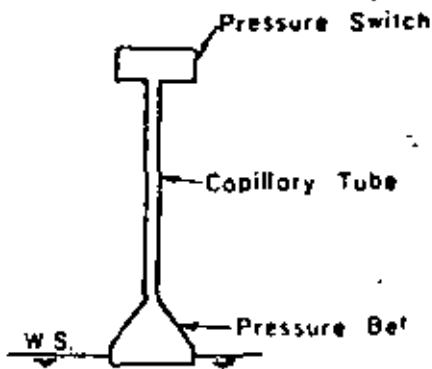
ELECTRODE CONTROL



BUBBLER CONTROL



DIAPHRAGM CONTROL



BELL CONTROL

Figure 7-13, Types of automatic control

over the end of the bubble tube. The pressure in the tube can vary as the water depth above the orifice varies. The air is supplied by an air compressor to a pressure tank. From the pressure tank the air passes through filters to remove oil, dirt, and water. A pressure reducing valve lowers the air pressure to a value which is slightly greater than that required for air flow at the maximum water level. The air then passes through a flow regulator valve which maintains a constant bubble rate regardless of the back pressure from the river. The air then passes the pressure activated switch and bubbles from the end of the bubble tube to the surface of the water. The air pressure variations caused by water depth changes activate the pressure switch thus controlling the pump. A pressure tank of nitrogen gas may be used instead of an air compressor. Nitrogen gas is often used because it is cheap, readily available, inert, safe, dry, and about the same weight as air in the atmosphere. If the bubble rate is kept low a 116 cubic foot cylinder will last about 1 year. The air line should be of small diameter. Almost any material can be used for the air line, including standard water pipe, copper tubing, plastic tubing, or hose. Small leaks in the line can be compensated for and will not interfere with proper operation. The switch can be remote from the bubbler tube. Water level adjustment is done at the switch. The diaphragm type of sensing device consists of a neoprene diaphragm placed across the opening of an air chamber submerged in water. See figure 7-13. An air line, called a capillary tube, extends from the air chamber to a pressure activated switch. An increase of water depth over the diaphragm causes the diaphragm to move into the air chamber, which causes the air pressure within the air chamber to increase. The increase of air pressure is transmitted to the pressure activated switch, which in turn starts the pump. There are no moving parts in this system, no air compressor or gas cylinder is needed, and the switch can be located at a point remote from the diaphragm. The smallest air leak will disable the system. Water level settings may be adjusted at the switch.

A bell type of system resembles an inverted water glass submerged in the water, with the air-water interface acting as the diaphragm. See figure 7-13. In all other ways the bell type system is the same as the diaphragm type system.

In larger sized pumping units and where internal combustion engines are used, manual starting with automatic shutoff will often prove to be advantageous. The operator must be present at each start in order to service and check equipment at beginning of operation. This should assure that equipment is in good operating condition and is serviced and checked for possible damage to pumps, motors, or engines not protected by safety devices.

#### Safety controls

A low level cutoff must be installed in each suction bay to prevent the possibility of the pump operating with an insufficient depth of water over the suction bell. Low water can occur if the pump control malfunctions or if trash plugs the trash rack. A time delay relay should be included in the low level cutoff circuit so that the pump must remain off for some given time. This time delay will prevent the short cycling which would occur with a plugged trash rack. In a multiple pump installation time delay relays should be included in each starting circuit to prevent simultaneous starting of electric motors after a power failure.



When pressure lubrication is used on the pump, motor, or gearbox a safety switch should be installed which will stop the motor if low lubrication pressure occurs.

Overload protection must be provided for all motors. A well designed overload relay will protect the motor against overheating from any cause, including short cycling, overloading, locked rotor, single phasing, phase reversal, and unbalanced phase voltages. Short circuit protection must also be installed. Protection against lightning should also be installed.

Experience has shown that all engines should be provided with safety controls even if not planned for automatic operation. A governor should be installed to regulate engine speeds. Cutoff devices should be provided to stop the engine if low oil pressure develops, excessive engine temperature develops, or if excessive speeds develop due to governor failure. Such automatic and manual engine operating devices should be supplied by the engine manufacturers.

#### Recorders and signaling devices

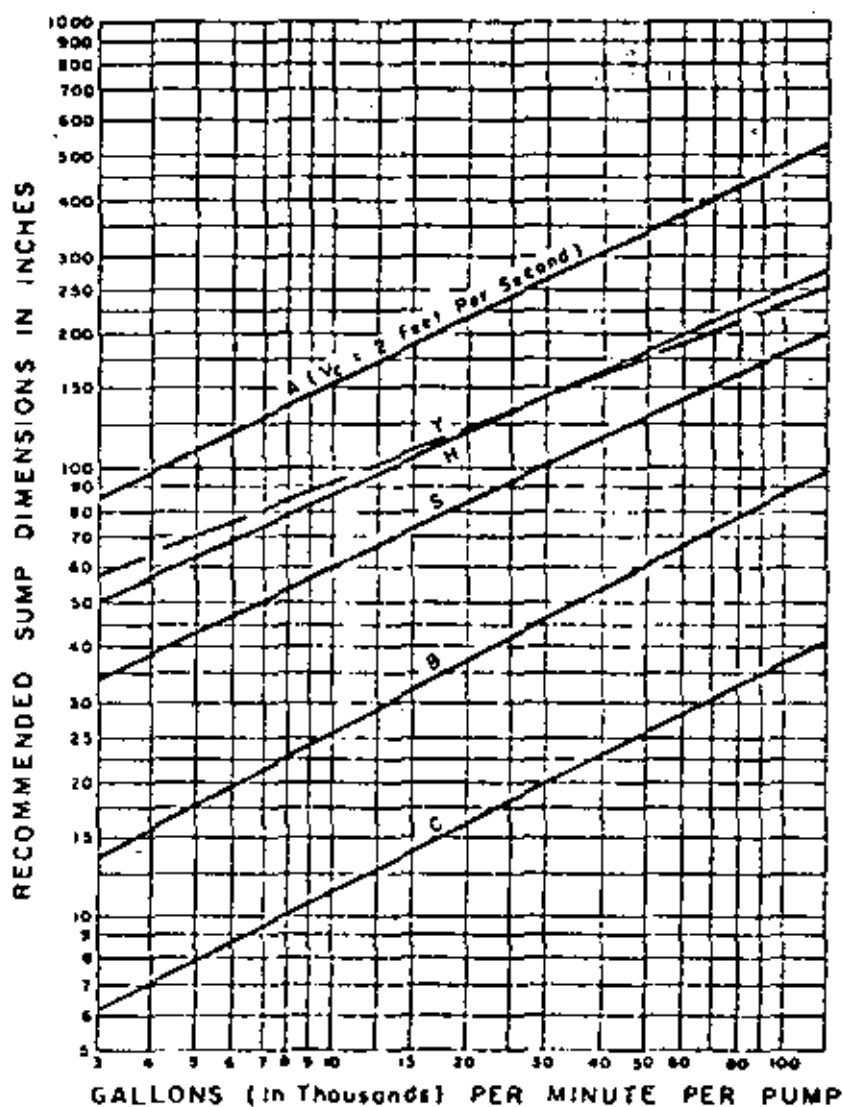
Automatically operated installations should have a signal device, such as a light, to show when pumps are operating. In a large installation with automatic operating controls a signal panel is desirable to show which safety control device stopped the pumps. This would save a great deal of time in locating the trouble. A recording indicator of running time of each pump could pinpoint short cycling, time of failure, and show which pumps are running at time of failure. Also, the record of running time would be useful in scheduling maintenance.

#### Sump dimensions

Sumps or suction bays for drainage pumping plants are contained in structures. Sumps may range from large open ended pits for handling large quantities of surface and subsurface water to small open or closed pits handling only the effluent from subsurface drains. The sump entrance must be large enough to pass the design discharge to the pumps without appreciable restriction. Maximum water level will be the optimum (design) stage in the sump. Level of the operating floor containing power units should be at high enough elevation above the optimum stage that inundation from all but extreme floods will not occur should pumps not be operating. The floor level also should be high enough above operating stage to provide protection against surge as might develop from sudden stoppage of the pumps and to provide clearance required for proper location and installation of suction and discharge pipes.

Minimum horizontal sump area will be that necessary for spacing pumps, installing suction and discharge lines, and controlling flow within the sump at velocities that will not cause appreciable turbulence or cross currents. The opening from the forebay storage area or channel should be aligned to avoid a change in direction of flow and be of sufficient size to keep the entrance velocity below 3 feet per second. The shape and dimensions of the sump should be such as to supply an even distribution of flow to the suction intake of pumps. This will avoid formation of large vortexes or cause low submergence that would permit entry of air into the pumps. Figures 7-14, 7-15, and 7-16 provide layouts, spacings and dimensions of sump and pumps for design of drainage pumping facilities. These are based on analysis of many installations but may require some modification to meet manufacturer's recommendations for the particular pump used.

## SUMP DIMENSIONS VERSUS FLOW



REFERENCE: Reprinted from  
Hydraulic Institute Standards  
12th Edition. Copyright 1969 by the  
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St  
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg No  
ES - 730  
SHEET 1 OF 3  
DATE February 1971

Figure 7-14, Sump dimensions versus flow

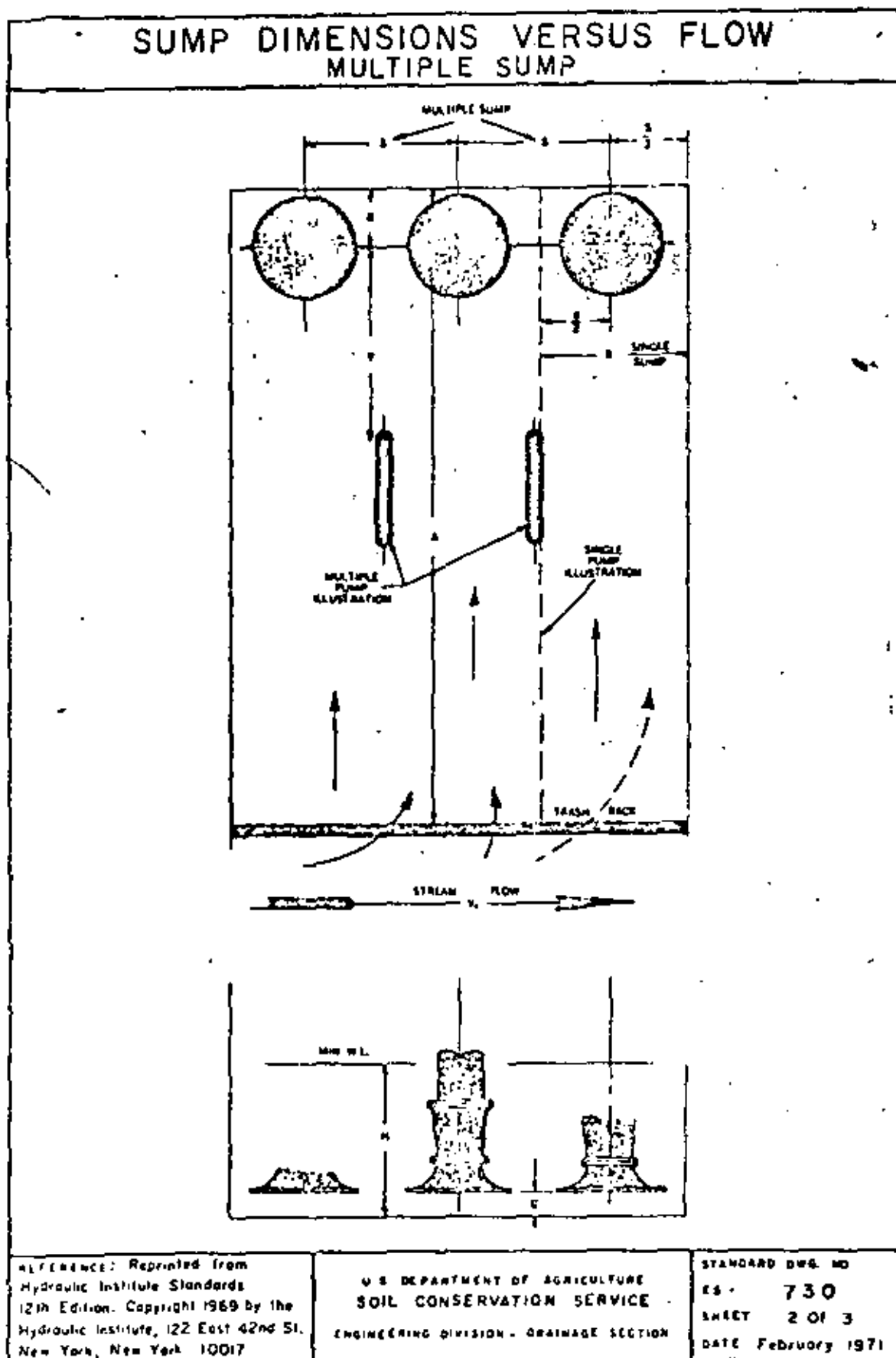
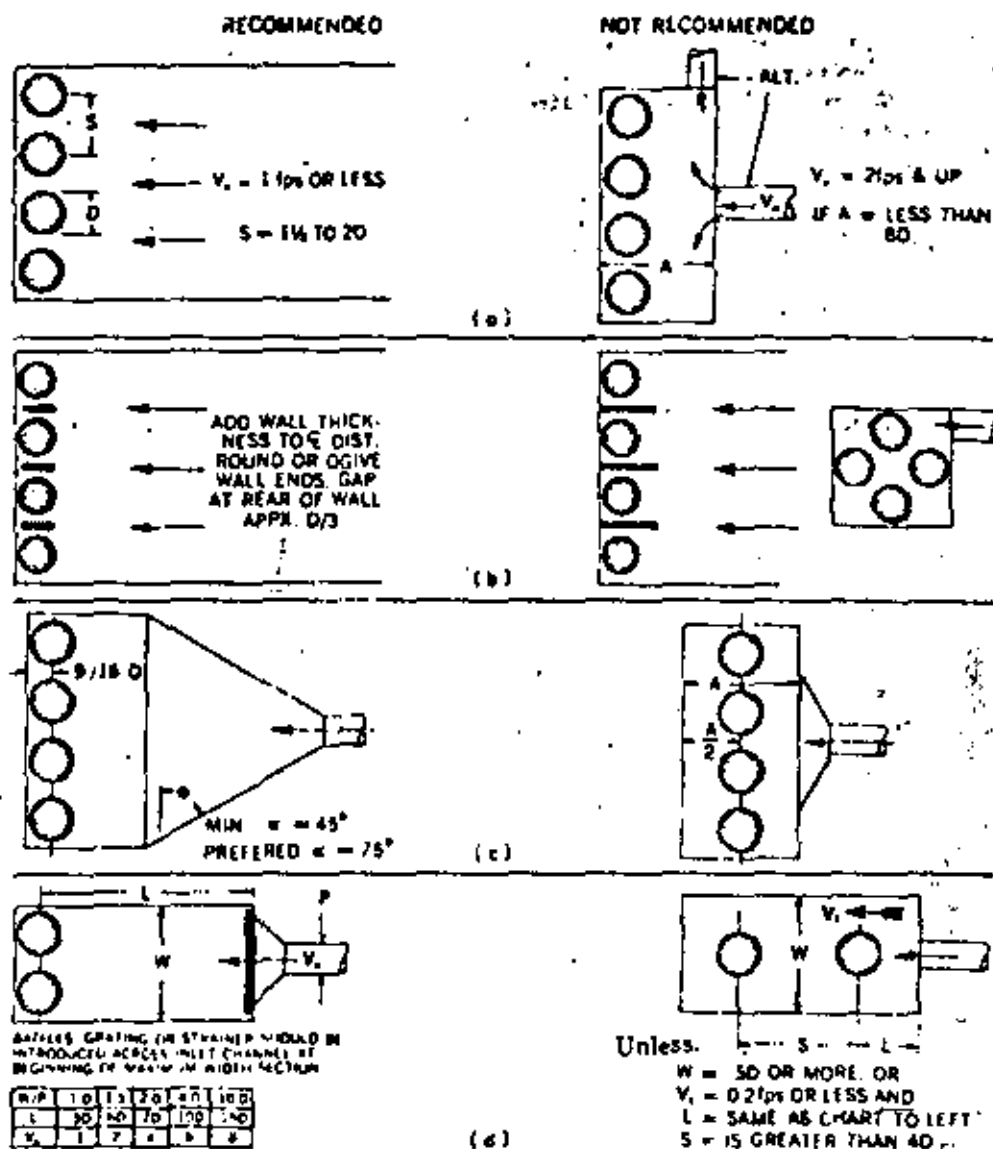


Figure 7-15, Sump dimensions and pump arrangement

# SUMP DIMENSIONS VERSUS FLOW MULTIPLE PUMP PITS



The Dimension "D" is generally the diameter of the suction bell measured at the inlet. This dimension may vary depending upon pump design. Refer to the pump manufacturer for specific dimensions.

REFERENCE: Reprinted from  
Hydraulic Institute Standards  
12th Edition Copyright 1969 by the  
Hydraulic Institute, 122 East 42nd St.  
New York, New York 10017

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO.  
CS - 730  
SHEET 3 OF 3  
DATE February 1971

Figure 7-16, Sump dimensions and pump arrangement

Recommendations in figures 7-14 and 7-15 apply to both single and multiple pump installations. Dimension C could be slightly smaller or larger depending upon the manufacturer's recommendation. Dimension B is a suggested maximum which may be less depending upon suction bell or bowl diameters used by the manufacturer. The edge of bell should be as close as possible to the sump backwall but may be determined by required motor spacing on the floor or discharge pipe spacing in the sump. If this spacing is excessive, a false backwall should be used. Dimension S is a minimum for a single pump installation but can be increased. Dimension H is a minimum based on normal low water level at the suction bell, taking into consideration friction losses of a suction screen. This dimension can be less without damage to the pump if occurrence is momentary or infrequent. H represents the physical height of water level above the bottom of the suction inlet and is not submergence which normally is considered as H minus C. Dimensions Y and A are minimums. If a screen is not used at the suction bell, A should be larger. Screen widths should not be less than S.

Figure 7-16 illustrates additional considerations for multiple pump installations. Velocity should be low and flow simultaneous to all units in a straight line as shown in figure 7-16 (a). A number of pumps in the same sump operate best without separating sidewalls unless all pumps are always operating at the same time. If sidewalls must be used for structural purposes and pumps are operated intermittently, flow space should be left behind each wall as shown in figure 7-16 (b). Changes in size of inlet pipe or channel should be gradual as illustrated in figure 7-16 (c). The taper should be at an angle of 45 degrees or more and pumps located close to backwall to prevent large vortex areas. Pumps in line are not recommended unless ratio of pit to pump size is quite large and pumps are widely separated longitudinally. If pit velocity can be kept below a foot per second, an abrupt change from inlet pipe to pit can be accommodated when lengths exceed values shown in figure 7-16 (d).

#### Sump capacity

Total forebay and sump storage for the pump should be sufficient to prevent excessive starting and stopping of the pumps. Such storage is the volume of runoff and ground water in forebay and sump that will be removed between the start and stop levels in the sump. In large pumped areas most of the available storage must be obtained outside the sump from natural areas in or beyond the forebay. For comparatively small areas up to a square mile, available storage may be increased by ditch enlargement in the forebay area. For small acreages where only subsurface drainage will be pumped, available storage may be limited to the constructed sump.

Storage requirements depend upon pumping rate and frequency of cycling. When the inflow rate is less than the pumping rate, cycling will occur. For manually operated pumps the number of stops and starts should not exceed two to three cycles per day in consideration of operator convenience. For automatically operated pumps the number of cycles per unit of time should not exceed the manufacturer's rating. Based on University of Minnesota Studies by Larson and Manbeck (11) on small sumps where cycling is frequent, efficient operation can be obtained for electrical motor driven pumps with 10 to 15 cycles per hour.

Time of one pumping cycle equals the time it takes to empty the storage in the sump and the inflow during the emptying process, plus the time it takes for inflow to refill the sump after the pump has stopped. This is expressed in the following equation.

$$\frac{60}{n} = \frac{7.5 S}{Q_p - Q_1} + \frac{7.5 S}{Q_1} \quad (\text{Eq. 7-9})$$

where

- $n$  = number of cycles per hour  
 $S$  = storage volume in cubic feet  
 $Q_p$  = pumping rate in gallons per minute  
 $Q_1$  = inflow rate in gallons per minute  
 7.5 = conversion factor for gallons to cubic feet

At maximum storage

$$Q_1 = \frac{Q_p}{2}$$

$$\text{and } S = \frac{2Q_p}{n}$$

Generally sump sizes should be such as to provide at least 1-foot depth in open pits and 2-foot depths in closed pits between starting and stopping levels of the pump.

Closed sumps may be constructed of concrete, concrete block, silo staves, corrugated metal or metal tanks. Rectangular shapes are recommended, although the circular shape is satisfactory for small systems and is more economically built. At higher velocities some rotation and turbulence can develop in the circular sump. The sump should be checked for uplift. Most serious conditions occur when the sump is pumped down and the surrounding soil is saturated. Structural design and construction of large sumps must be based on site conditions on an individual job basis and is not covered in this text.

#### Stop logs

Stop log gates should be provided for the sump openings so the sump can be dewatered for pump repairs or cleaning. Slots should be made in the end walls of the opening or passageway walls for placing the stop logs. Stop logs may be seasoned timber or wood faced I-beams with strength to withstand imposed fluid pressures and treated against rot, insect damage, and corrosion. Provision should be made for convenient handling and storage when not in use.

#### Trash racks

Trash racks should be provided to screen out trash and debris from surface flows entering sumps. Strainers or screens mounted on the bell or suction flange should be avoided since they tend to clog and are hard to clean. The trash rack should be located across the entrance of the sump and inclined toward the structure in such manner that flow moves evenly through the rack and collecting trash and debris tends to float up toward the water surface where it can be easily removed by rakes. Bar screens should be used in which the clear space between bars is within the range of 1 1/2 to 3 inches. The total clear flow area of the rack should be sufficient to keep the velocity through the rack under 2.5 feet per second. Trash racks should be located

outside of the pumping plant structures to facilitate removal of trash. Racks should be removable or hinged so that if it becomes necessary they can be raised above the floor and blocked open when pumps are not in operation. In most cases raking will be done by hand and a suitable platform with guardrail should be provided for safety in collecting and disposing of the trash and debris. A log boom or float, anchored upstream from the entrance, may be needed where timber or large floating debris is a problem.

#### Discharge pipes

Discharge pipes usually will be located under, through, or over a protecting structure, which is usually an earthen dike. Steel pipes, adequately protected from corrosion, are best suited and almost universally used for this purpose. Flexible couplings should be provided where the pipe passes through the sump or walls of the pump plant structure and where sharp bends are placed in the line. Thrust rods must be installed at the elbows of a vertical pump to prevent movement of the pump. Flexible couplings allow for structural settlement and expansion or contraction of the pipe. Sharp bends in the line should be avoided. Use of a separate pipe for each pump is desirable, with the pipe connected directly to the pump discharge flange. Thrust blocks may also be required at changes of alignment.

Discharge pipes may be installed through or over the wall or embankment. Pipes through the structure are advantageous in that sharp bends can be avoided but are subject to back pressure and possible backflow when the pumps are not in operation. When pipes are installed below the high water level on the discharge side of a dike, special precautions must be taken to prevent piping along the conduit. Flap gates of good quality must be provided to protect against backflow. A hydraulically cushioned flap gate should be used if the flap gate is within a few feet of the pump or the water depth is several feet above the flap gate. Gates should be so located that silt and debris will not accumulate, particularly during periods when the pumps are not in operation, and thus obstruct gate operation. Pipes ordinarily are supported by the dike embankment with projections on the discharge end, either in a headwall structure or on pile bents which should also support directly the weight of the flap gates. Unless a suitable headwall structure is used, the pipe should project a sufficient distance beyond the dike face to provide protection from erosion or eddy currents. Where amount of discharge is large, riprap protection of the embankment is necessary. All conduits through dikes below the maximum high waterline must be connected to the pump with a flexible coupling and provided with anti-seep collars designed to increase the seep line distance along the conduit by at least 15 percent.

Pipe backflow can be eliminated by placing the conduit over the top of the wall or dike. This is particularly applicable in the case of small pumping units or where pumping at higher heads is of such short duration that operating costs are not affected materially. Much of the pumping head can be recovered if such lines over the dike are extended and lowered on the water-side of the embankment so as to operate as a siphon. This is particularly advantageous where extensive pumping is done at high heads. Flap gates must be provided to protect against stoppage of the pump and backflow caused by reverse siphoning. Siphon breakers should be installed in the pipe to prevent backflow.

An air vent in the high point of discharge pipes is desirable in preventing excess back pressure when starting pumps. Mounding earth over pipe on dikes is desirable as protection against pipe displacement and erosion of the dike

surface when high flood stages occur. Such mounding also permits establishment of crossings for maintenance equipment and vehicular traffic.

### Housing

Housing is usually needed for pumps, prime movers, and operating controls, to protect them against weather, moisture, and vandalism, and to provide suitable working area for manual operation, maintenance, and repair work. In some situations where sealed motors, enclosed engine and transmission units, etc. are used, such housing may be omitted. In any case, storage should be provided for tools, supplies, operation and maintenance manuals and records.

Housing usually consists of a superstructure or building over the operating floor above the sump. The structure should be fire resistant and conform to local building codes when these exist. Adequate ventilation is essential for internal combustion engines. In the case of large pump units sufficient floor clearance and special openings, such as doors or removable panels in sidewalls and roof, should be provided. Normally, gantry cranes are installed as permanent equipment for large pumping units. For small units hoisting equipment may be omitted where motor cranes can be obtained when needed for this purpose.

When engine-driven fan cooling systems are used, necessary ventilation of the building is provided through automatically controlled louvers. Air intake louvers should be installed with greater capacity than exhaust louvers to protect against reduction of air pressure within the structure below atmospheric pressure. Where feasible, radiators should be mounted so heat can be removed from the building directly through the wall or through exhaust ducts.

Particular attention should be given to protection of wiring and control equipment against corrosion from moisture and fumes. Wiring should be enclosed in corrosion-resistant conduits and control boxes.

Equipment such as switches, floats, and tapes should be of corrosion-resistant metal. Floats should be encased in wells with an opening near the bottom of the sump so as to minimize effect of surges. Temperature and moisture in the well may be controlled by means of an electric bulb.

When fuel storage tanks are used, National Board of Fire Underwriters and local jurisdictional codes should be followed in the installation and supply of the tanks. Tank size should be determined on the basis of storage required for maximum rates of operation over the anticipated pumping period and consideration of access of the source of supply to the pumping facility. Storage for a 3-day operating supply should be the minimum provided, and this should be increased to meet adverse delivery and operating conditions.

Pumping installations should be provided with fences and railing to protect operators and the public from hazards such as pits and dropoffs. Protection of operators from moving belts and drive shafts, engine exhaust pipes, and electric currents should be provided through use of guards, covers, and warning signs. Gates and doors with locks should be provided to prevent unauthorized operation and vandalism.

Since pumping plants are usually unmanned for a large part of the time and are often remote from habitations and roads, use of exterior lights and sound warning systems at the structure or remote monitoring station, activated by sump floats or the pump starting system, are a desirable feature in assuring timely attention of the responsible operator.



### Field Tests of Drainage Pumping Plants

Field tests of new drainage pumping plants check performance of pumping units against design and specifications. Tests of operating plants are desirable at intervals to determine operating efficiencies.

The discharge of water in pipes may be measured with a probable accuracy of 5 percent by use of Tulane pitot tubes, discussed in the following section.

#### Procedure for field tests

##### Surveys and gages

Temporary staff gages in the suction and discharge bays should be established using assumed or sea level datum as zero on gages. However, legible gages which exist may be used with elevations checked to nearest 0.01 foot.

Elevations on the same datum as the staff gages should be obtained of the following:

1. Floor of suction bay.
2. Entrance lip of suction pipe.
3. Centerline of pump, motor, and engine shafts.
4. Elevations of each pump, engines, motors, suction and discharge pipes so that an accurate plan and profile may be drawn of each pumping unit. Manufacturers' catalogs may be consulted to obtain dimensions.
5. Elevation to nearest 0.01 foot of the centerline of each hole tapped in suction, discharge pipe, or pump.
6. Diameter of pipe to nearest 0.001 foot at each hole tapped in suction or discharge pipe or pump, including the hole where pitot tube or piezometer is inserted.
7. Diameters and lengths to nearest 0.01 foot of tangents and bends of the suction and discharge pipes.

##### Total head on pump

The total head on the pump is determined by measuring the discharge head close to the discharge flange of the pump, the suction head close to the entrance of the pump and correcting for differences in velocity head and elevation of points of measuring.

The total head on the pump is equal to the total energy in the water at the discharge flange minus the total energy at the suction flange of the pump. It is expressed by Equation 7-3 where total head equals static lift plus the losses in the suction pipe, the losses in the discharge pipe, and the velocity head. (See section on "Total dynamic head" under "Pumping Plant Design.")

Where the pump is submerged it may not be feasible to measure the suction pressure head,  $h_s$ . In such cases the total head may need to be estimated by measuring the discharge pressure head,  $h_d$ , and estimating the suction pressure head by taking into account the estimated entrance loss of the suction

pipe and the friction losses in the suction pipe. King and Brater's Handbook of Hydraulics (9) and NEM Section 5, Hydraulics (8) explains how these losses may be estimated.

Measurement of  $h_d$  and  $h_s$  in the field are accomplished by the following procedures:

Tap, ream and thread a hole in discharge pipe to take a standard 1/4 inch pipe nipple, which should be about 4 inches long. (See figure 7-17.) One hole should be located at centerline of pipe from 4 to 18 inches from the pump flange. A valve, rubber hose and glass tube are attached as shown in the figure. If flow is unusually turbulent at this point as indicated by the preliminary tests, it may be important to drill additional holes at top and both sides, or on 45° diameters to obtain an average reading around pipe.

A standard globe valve screwed on the pipe is opened when readings of the pressure head are taken and closed after readings are made.

At least one more nipple is required to connect with a rubber hose which will fit over a piece of glass tubing. Glass tubing having an internal diameter of 1/8 to 3/16 inch is recommended. The rubber hose should fit over the glass tube. A 1/4 to 1/8 inch reducer between the valve and rubber hose permits one end of the hose to be fitted over a short 1/8 inch standard nipple.

#### Discharge measurements

In making field tests of drainage pumps a measurement of the discharge should be obtained within the required accuracy. Measurements may be accomplished by a Tulane pitot tube within 5 percent accuracy.

In order to obtain the most accurate results, the following test conditions are desirable:

1. A straight length of pipe in which uniform flow conditions exist. Tangents should be at least five times the diameter.
2. The pipe running full of water during test.
3. Pipes on horizontal, tangent but sloping pipe may be used.
4. Approximate measurements by current meter which are adequate for determining operating efficiency of the pumping unit. Such measurements probably provide discharge readings within 10 percent accuracy. This may be used as a basis to determine if the efficiency is unusually low and whether the expense of the pitot tube measurements is justified.

In many farm pumping plants, a sufficient length of discharge pipe is not available to obtain accurate pitot tube measurements, the pipe does not run full of water, or the pipe is inaccessible. Under such conditions, measurements by weir, orifice, flume (Parshall), or channel water measuring device should be considered. Measurements of discharge by these methods are described in hydraulic texts and will not be discussed herein.

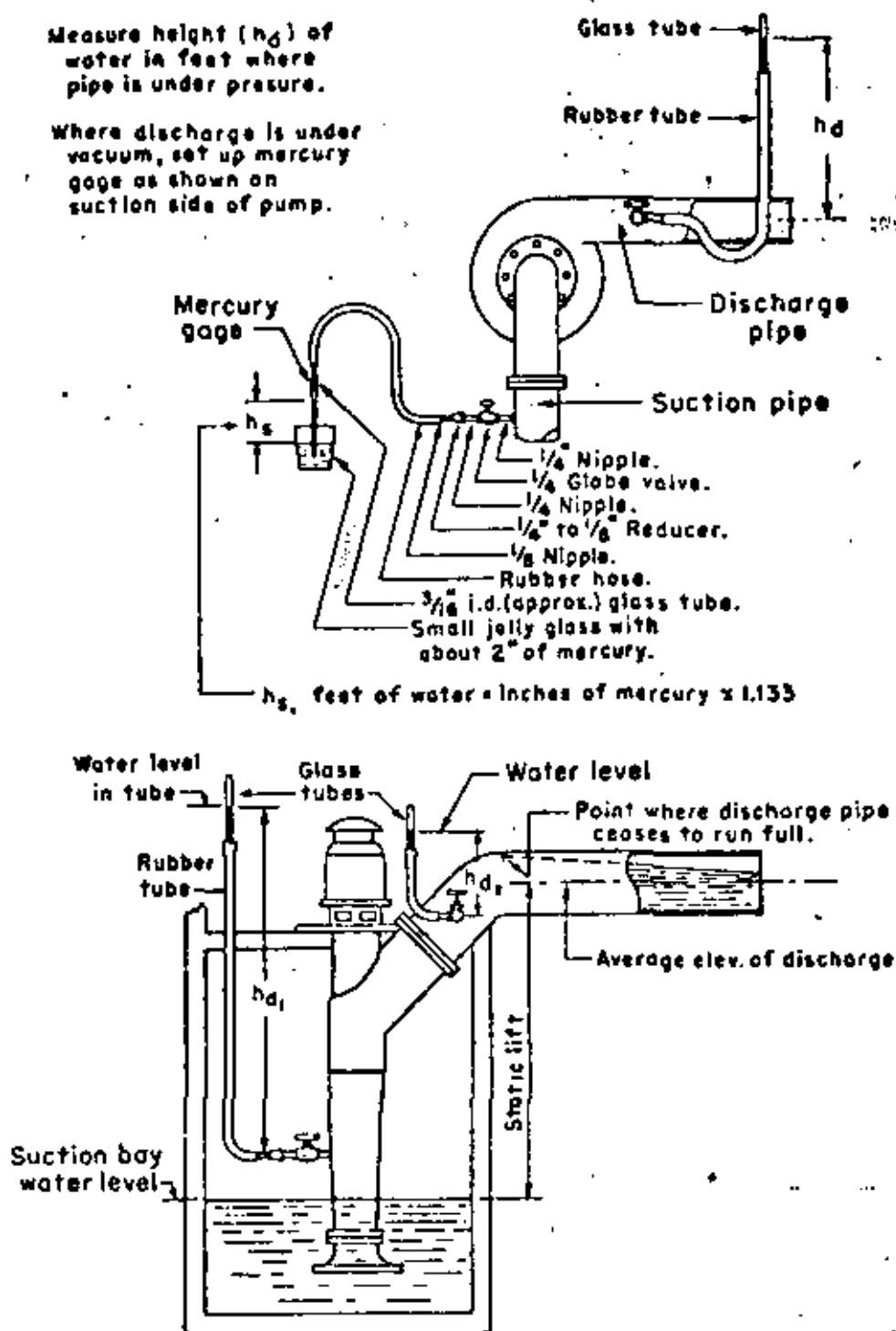
#### Discharge measurements with Tulane pitot tubes

After the point of measurement is selected as described above, the following procedure is used in making a discharge rating.

## DRAINAGE PUMPING PLANT FIELD TESTS SUCTION AND DISCHARGE GAGES

Measure height ( $h_d$ ) of water in feet where pipe is under pressure.

Where discharge is under vacuum, set up mercury gage as shown on suction side of pump.



REFERENCE  
U S O A. Technical Bulletin  
No 1008

U S DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

STANDARD Dwg NO.  
ES - 731  
SHEET 1 OF 1  
DATE February 1971

Figure 7-17, Suction and discharge gages for pumping plant field tests

1. Drill vertical hole through discharge pipe at point selected. The hole should be drilled and threaded so that the stuffing box of the pitot tube may be screwed in. (See figure 7-18.)
2. Assemble and center the pitot tube in the pipe by measuring up from the bottom of the pipe. The stuffing box usually projects slightly into the pipe at the upper side and this prevents centering the pitot tube by measuring from the top of the pipe. Drill a hole in a 1- by 6-inch board as shown in figure 7-18 so that the point of the pitot tube is at the center of the pipe when the centerline hole of the board supports the handle.
3. Drill five additional holes above the centerline hole at distances as follows:
  - a. 0.949 r
  - b. 0.837 r
  - c. 0.707 r
  - d. 0.548 r
  - e. 0.316 r

Establish a similar set of holes below the centerline. These holes are set so that 5 and 6 are on the circumference of 0.1 the pipe area. Points 4 and 7 are on the circumference of 0.3 the area. Points 3 and 8, 0.5 area; 2 and 9, 0.7 area; and 1 and 10, 0.9 area.

4. Raise water from discharge pipe so that upper and lower water levels may be read on the gage. This is accomplished by a valve at the end of the pitot tube gage. A vacuum pump is required to draw water into the glass tubes if pipe is under vacuum.
5. Starting at top of pipe take velocity head readings at holes 1 to 10, inclusive, moving the pitot tube down the pipe. Take a second reading from each hole, starting at the bottom and moving the tube up.
6. Centerline readings are made but are not averaged in.
7. Compute average velocity in pipe by averaging all velocity head readings except the center reading and substitute in the formula

$$v = \sqrt{2gh}$$

#### Pump efficiency

Pump efficiency is computed by the following formula

$$e = \frac{\text{GPM} \times H_t}{\text{BHP} \times 3960}$$

where

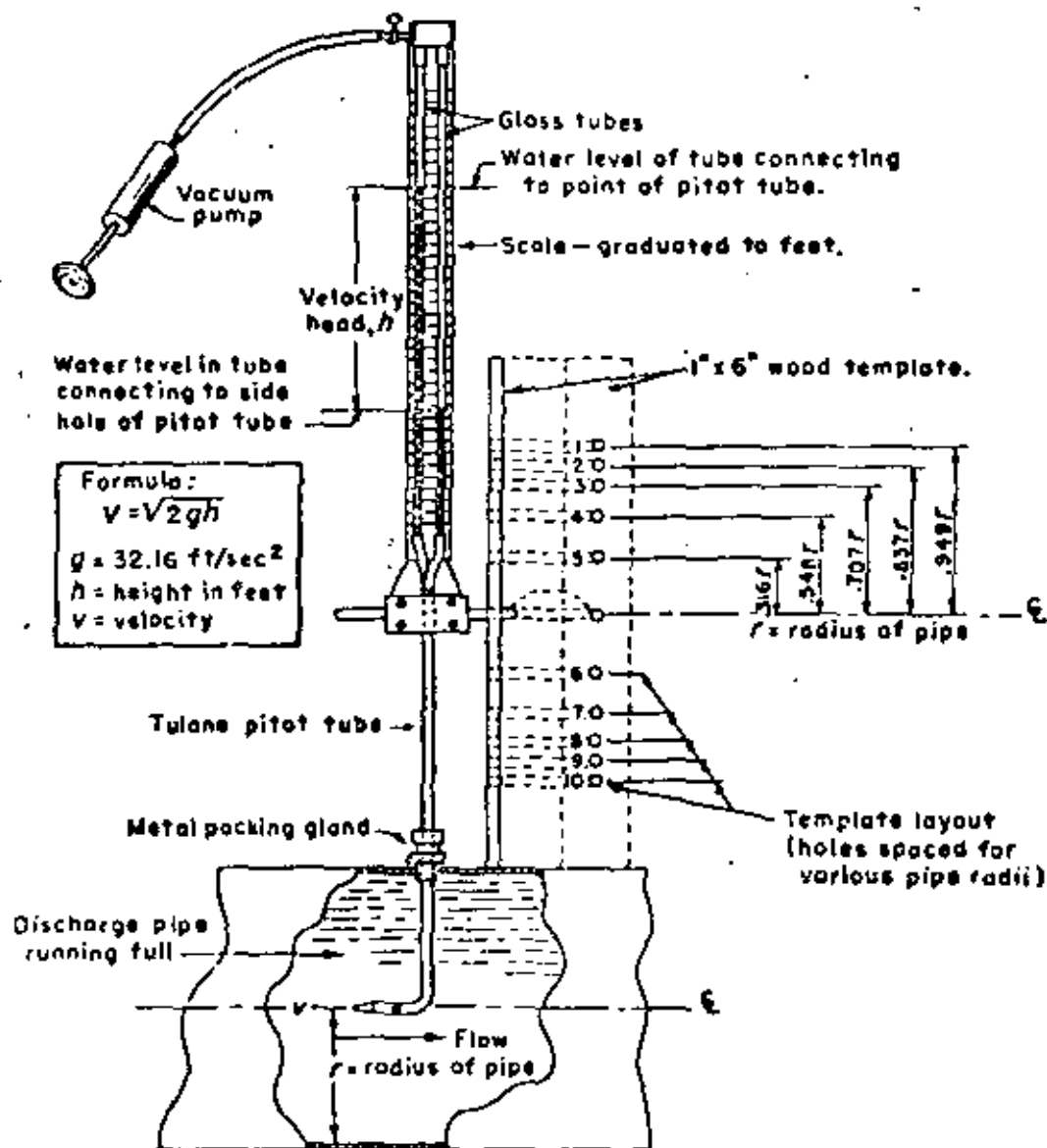
e = pump efficiency

GPM = gallons per minute

$H_t$  = total head on pump

BHP = brake horsepower input into pump shaft

# TULANE PITOT TUBE AND TEMPLATE FOR MEASURING WATER VELOCITY IN PIPES



## REFERENCE

U. S. D. A. Technical Bulletin  
No 1008

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - DRAINAGE SECTION

## STANDARD DWS NO

ES - 732

SHEET 1 OF 1

DATE February 1971

Figure 7-18, Tulane pitot tube and template for measuring water velocity in pipes.

Operation and Maintenance

Operation and maintenance of a drainage pumping facility is more often in the hands of untrained people. Therefore, equipment should be as reliable, simple in construction and operation, and require the least amount of maintenance as can be obtained economically. Likewise, simple and explicit instructions on operation and maintenance should be made available to those responsible.

Operators should know the instructions on pumps, motors, engines, and control devices and should follow the best operating procedures. Pumps depending upon water lubrication should not operate empty. Where pumps depend upon priming, complete filling of water should be accomplished so pockets of air will not collect in the casing around the shaft and thus reduce discharge. Where prime movers are used such as engines that permit substantial variation in speed, pump operation should be regulated to provide the most efficient speed as determined from tests or characteristic curves. Where several units are included in the facility, the most efficient unit or combination of units should be used for most of the pumping. Each unit should be operated periodically to assure reliable operation when needed. Equipment should be kept in good repair. Equipment, plant, and grounds should be kept clean and orderly to minimize the hazard of fire, assure ready access and efficient operation and prevent accidents.

Thorough inspection of the facility should be made periodically during operation, at least monthly during periods of nonoperation, and just prior to the expected time of continuous or peak usage. Inspection, cleanup and oiling of engines, motors and pumps; flushing of sumps; and replenishing of fuel and lubricants should follow immediately after a major operation in readiness for the next period of use.

Occasional tests are desirable, particularly on the larger facilities, in order to detect poor operating efficiency as may result from wear and other less obvious causes that indicate need for such timely repairs as replacement of worn impellers, etc.

Inspections should indicate the condition of the plant forebay and discharge bay areas, and arrangements should be made for disposal of debris, drift, and trash accumulations that would interfere with gate operation and trash racks. The inspection should disclose any erosion, leaks, and displacement of riprap protection at foundations that should be repaired. At least seasonally, hinges and seats of flap gates and slide controls of valve gates should be lubricated and trial operated. Also, stop logs and other emergency equipment should be checked for adequacy.

Monthly inspections should include test runs of pumps and power equipment. Power units such as the gasoline engine should be operated to check battery units and prevent accumulation of condensation and sludge in fuel lines and carburetors. Automatic controls, particularly the solenoid type, are quite susceptible to deterioration after periods of disuse and should be checked regularly. These checks on their condition are important since workmen skilled in their repair and maintenance are not always readily available at times of emergency.

An operations and maintenance manual should be prepared which will include repair manuals, shop drawings, wiring diagrams, plumbing diagrams, periodic (as monthly) inspection sheets, directions for operation and "troubleshooting."

The manual should contain methods for testing operation of pumps, controls, and safety switches.

Accurate operation and cost records are necessary for adequate supervision and economical operation of a pumping plant. Preventive maintenance, proven least expensive in construction and industry, requires adequate records and maintenance schedules.

#### References

- (1) HYDRAULIC INSTITUTE STANDARDS, 12th Edition  
1969. Hydraulic Institute, New York, N.Y.
- (2) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE  
1971. National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology.
- (3) SUTTON, JOHN G.  
1950. Design and Operation of Drainage Pumping Plants, U.S. Dept. Agr.,  
Soil Conservation Service Technical Bulletin 1008, U.S.  
Government Printing Office.
- (4) UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE  
1961. Weather Bureau Technical Paper 40, U.S. Government Printing  
Office.
- (5) UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE  
1964. Weather Bureau Technical Paper 49, U.S. Government Printing  
Office.
- (6) ADAMS, H. W.  
1957. Pumping Requirements for Levied Agricultural Areas, ASCE  
Journal of Irrigation and Drainage Division, Vol. 83,  
No. 1R1, New York, N.Y.
- (7) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE  
1959. National Engineering Handbook, Section 15, Irrigation,  
Chapter 8.
- (8) UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE  
1951. National Engineering Handbook, Section 5, Hydraulics.
- (9) KING, H. W. and BRATER, E. F.  
1963. Handbook of Hydraulics, 5th Edition, McGraw Hill, New York, N.Y..
- (10) W. Q. O'NEALL CO.  
1936. Handbook of Water Control, Chicago, Illinois.
- (11) LARSON, C. L. and MANBECK, D. M.  
1961. Factors in Drainage Pumping Efficiency, Agr. Eng. Vol. 42.  
American Society of Agricultural Engineers, St. Joseph, Michigan.

## APPENDIX A

59

Determining Pumping Plant Capacity Based on Hydrologic and Economic FactorsExample

A watershed project is proposed for the Upper Maple River in Gratiot, Clinton, and Shiawassee Counties, Michigan to provide flood protection and improved drainage necessary for the production of navy bean and sugar beet crops. Engineering studies\* show (a) that water retarding structures will provide only a minor part of the needed flood protection, (b) that extensive diking and channel improvements are necessary, and (c) that several low laying areas behind dikes must be pumped at high river stages in order to avoid extensive (economically infeasible) channel enlargement and deepening downstream. One of the pumped areas would be located within Hamilton and Elba Townships in Gratiot County. (See figure 7A-1.) The dikes (extending along the east bank of Bear Creek from a reach west of the town of Ashley to a gated outlet into the Maple River and thence along the north bank of Maple River to a reach west of the town of Bannister) would enclose 24 square miles of land that at high flows in Maple River would be drained by pumps. The pumps are to be located near the junction of Bear Creek and Maple River. The pumping rate is to be determined within an acceptable cost-benefit ratio on the basis of an evaluation of various pumping rates and their effect upon the flooding and drainage impairment of the area.\*\*

Rainfall determination

Soil conditions and land use under project objectives are estimated. Amounts of rainfall for various frequencies of occurrence ranging from 3 hours to 10 days' duration are obtained from U.S. Weather Bureau Publications TP 40 (4) and TP 49 (5). Values are plotted as shown in figure 7A-2.

Runoff determination

The amounts of runoff for various durations and frequencies of occurrence are determined as shown in table 7A-1. These values are obtained from figure 7A-2, soil cover complex number 77 selected from table 9.1 NEH Section 4 - Hydrology, and Standard Drawing ES-1001 (figure 10.1 NEH section 4 - Hydrology)

Watershed hydrograph bases (Chapter 16 - NEH Section 4 - Hydrology) are determined using a computed time of concentration ( $T_c$ ) of 7.23 hours. The time of hydrograph peak ( $T_p$ ) is based on equation

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

where D is the storm duration and the time of hydrograph base ( $T_b$ ) is determined from the equation

$$T_b = 2.67 T_p$$

\* SCS Watershed Work Plan Investigations by Huseon A. Amsterberg and Russel H. Bauerle, Hydraulic Engineers, and John L. Okay, Agricultural Economist.

\*\* Pumping for Agricultural Areas by Guy B. Fasken, SCS, Lincoln, Nebraska, and Pumping Requirements for Levied Agricultural Areas by H. W. Adams (6).



PROJECT LOCATION MAP  
UPPER MAPLE RIVER WATERSHED

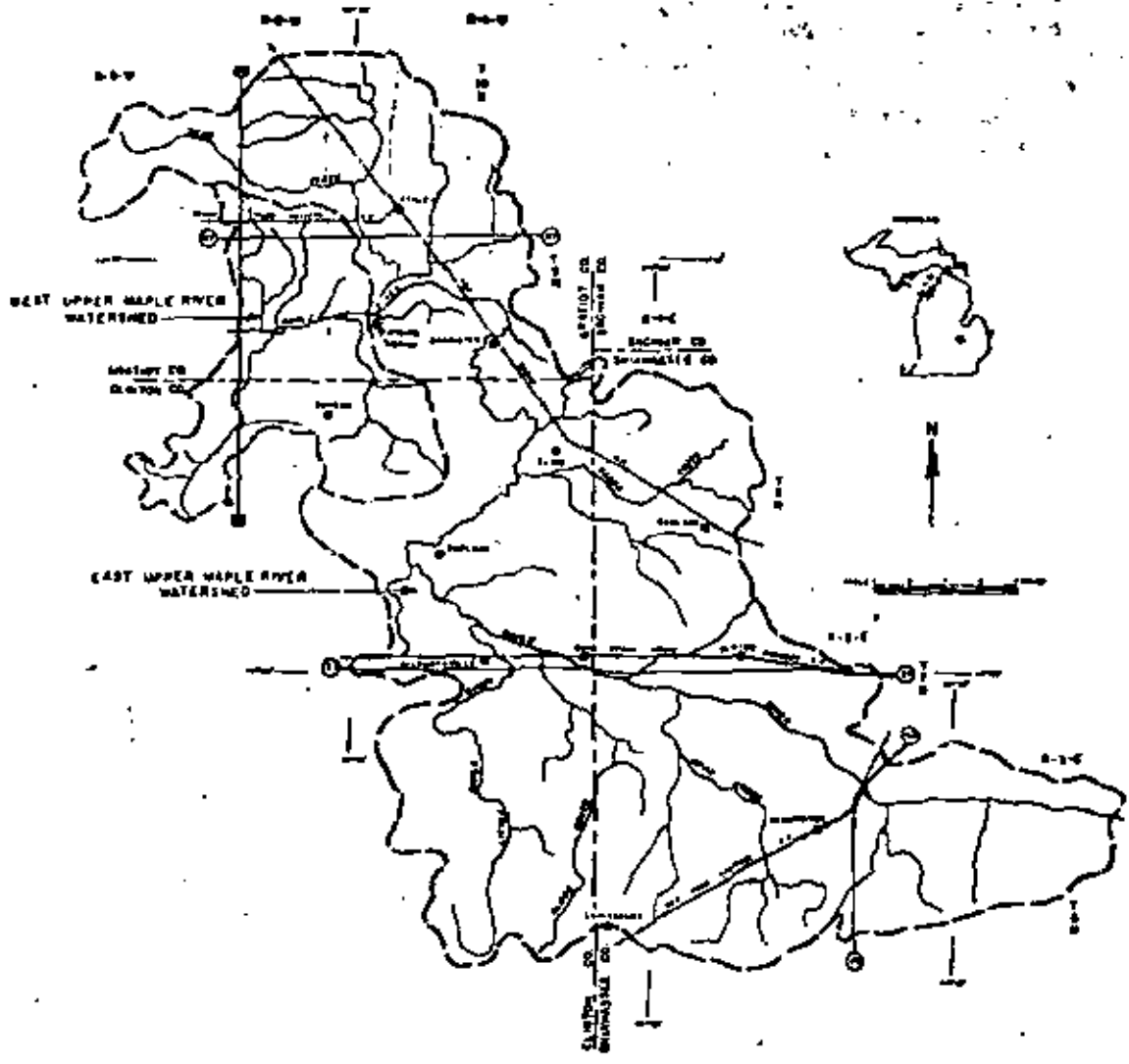


Figure 7A-1, Pumping plant location

Table 7A-1, Rainfall - runoff duration - frequency

Rainfall Duration Days	1-Year Frequency Inches		2-Year Frequency Inches		5-Year Frequency Inches		10-Year Frequency Inches		25-Year Frequency Inches	
	Rainfall	Runoff	Rainfall	Runoff	Rainfall	Runoff	Rainfall	Runoff	Rainfall	Runoff
0.125	1.30	0.14	1.57	0.25	1.97	0.43	2.28	0.61	2.57	0.78
0.250	1.54	0.24	1.78	0.33	2.28	0.61	2.62	0.82	2.97	0.98
0.500	1.77	0.33	2.05	0.48	2.65	0.83	3.05	1.11	3.42	1.37
1.000	2.09	0.50	2.40	0.68	3.04	1.10	3.50	1.43	3.95	1.77
2.000	2.43	0.70	2.75	0.89	3.46	1.41	4.00	1.81	4.50	2.21
4.000	2.84	0.96	3.20	1.21	4.00	1.81	4.60	2.29	5.20	2.79
7.000	3.21	1.22	3.56	1.47	4.50	2.21	5.20	2.79	5.80	3.30
10.000	3.48	1.41	3.88	1.71	4.80	2.45	5.60	3.13	6.30	3.74

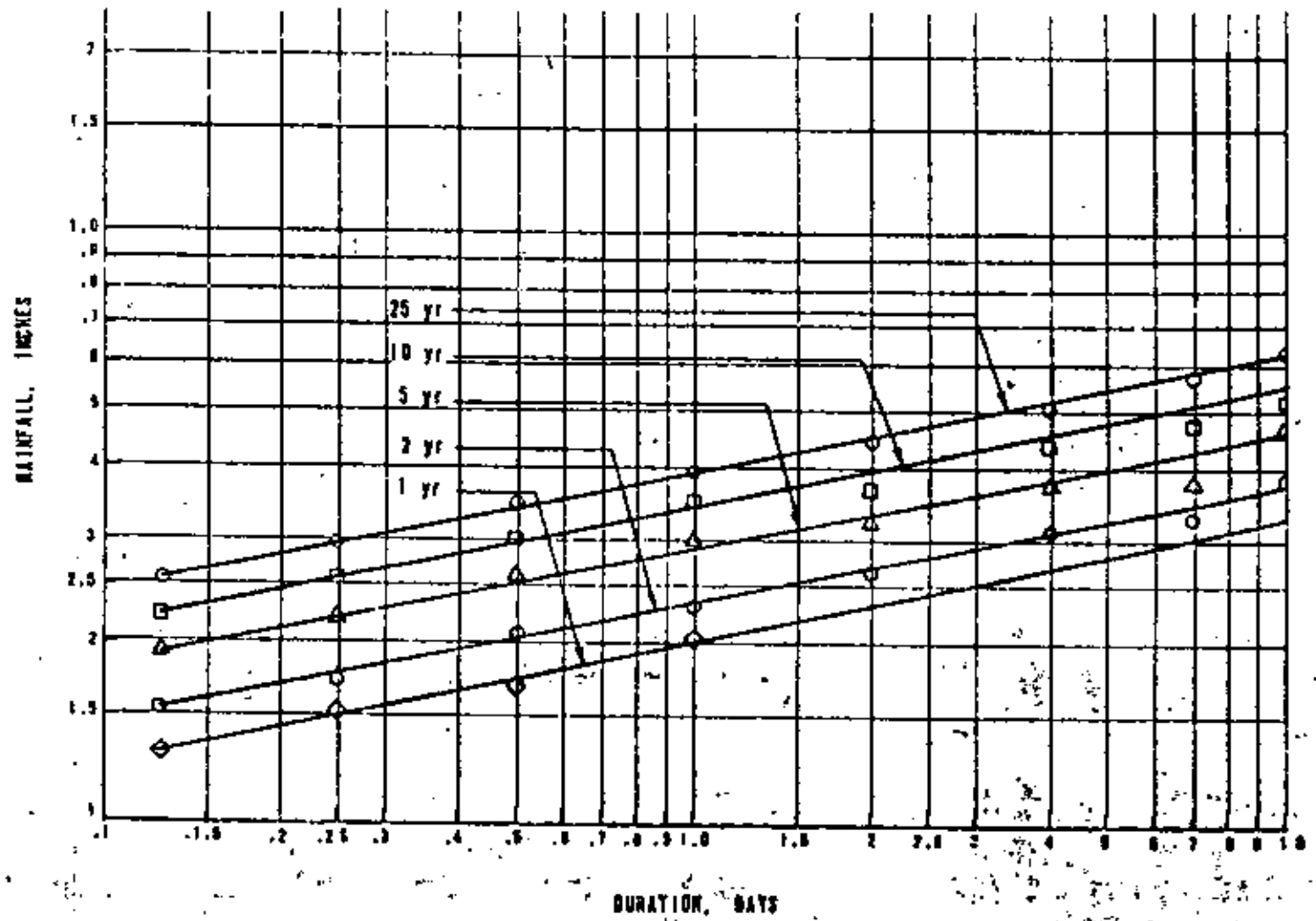


Figure 7A-2, Rainfall duration-frequency

The computed hydrograph base values are shown in table 7A-2.

Table 7A-2, Hydrograph base time length

Duration, Days	Hydrograph Base Time $T_b$ , Days
0.125	0.65
0.250	0.81
0.500	1.15
1.000	1.82
2.000	3.16
4.000	5.82
7.000	9.84
10.000	13.85

Mass runoff curves are prepared as shown in figure 7A-3 by plotting accumulated runoff for the various durations and frequencies against time of the hydrograph bases.

#### Runoff, pumping rate, storage relationships

By plotting pumping rates against time of the hydrograph base as shown in figure 7A-3, the maximum storage for each pumping rate and frequency can be determined by measurement of the maximum increment between the pumping rate line and the mass runoff curve. This is done by drawing a line representing the pumping rate tangent to the mass runoff line. Where this line intercepts the runoff on the vertical axis, the maximum required storage for the given frequency and pumping rate is indicated. These storage values are shown in table 7A-3 and are plotted against percent chance of occurrence for each pumping rate as shown in figure 7A-4.

Table 7A-3, Required maximum storage, inches

Pumping Rate, Inches/Day	Frequency				
	1-Year	2-Year	5-Year	10-Year	25-Year
0	1.42	1.72	2.46	3.13	3.75
0.1	0.41	0.64	1.27	1.83	2.40
0.2	0.12	0.30	0.76	1.17	1.62
0.3	0	0.14	0.53	0.89	1.27
0.5		0	0.25	0.54	0.83
0.7			0	0.30	0.53
1.0				0	0.17
1.5					0

The area under each curve, determined by planimeter measurement, gives the average annual storage requirement for each pumping rate as shown in table 7A-4 and from which the curve shown in figure 7A-5 is developed.

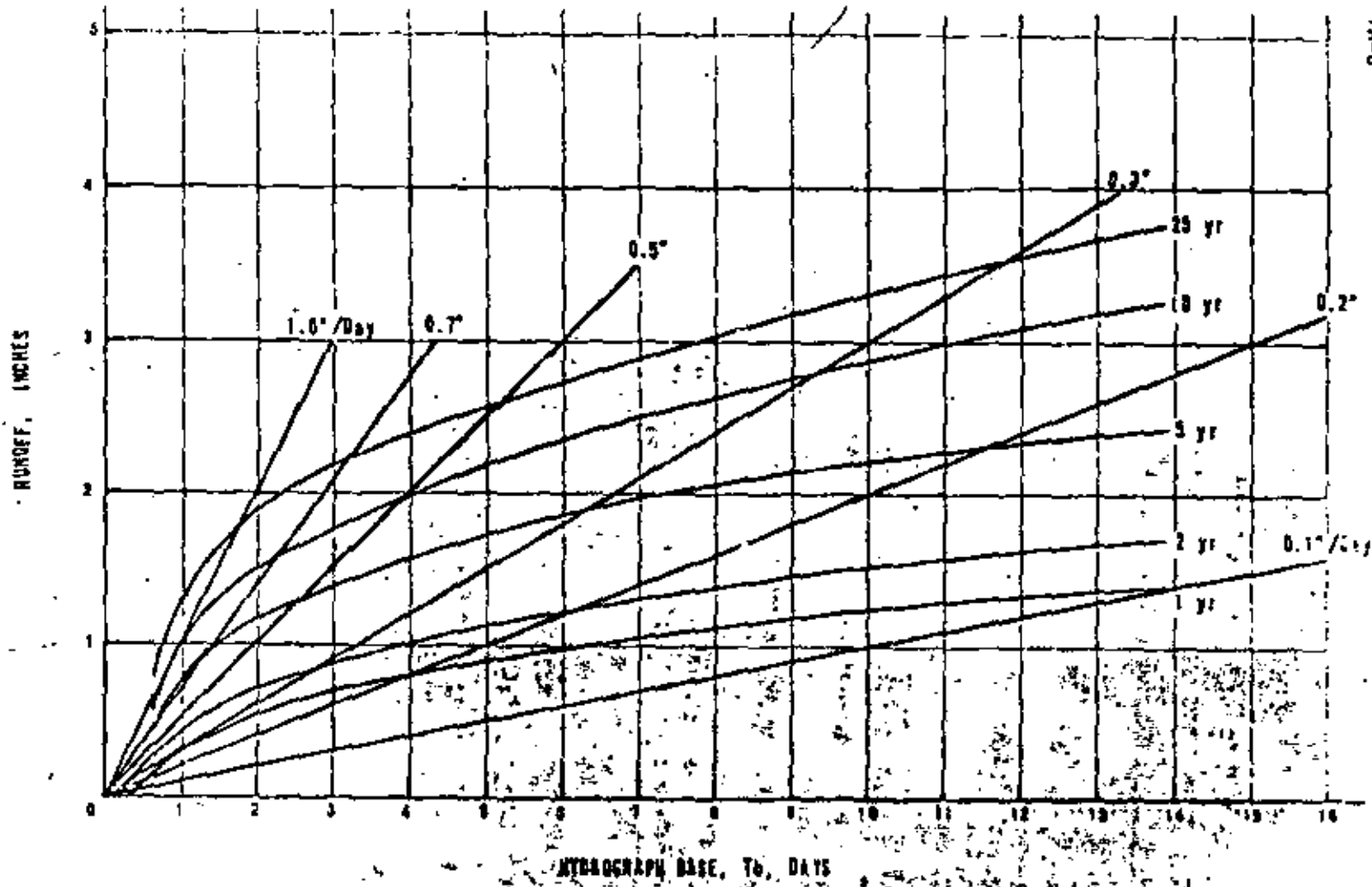


Figure 7A-3, Mass runoff, frequency, duration, and pumping rate relationships

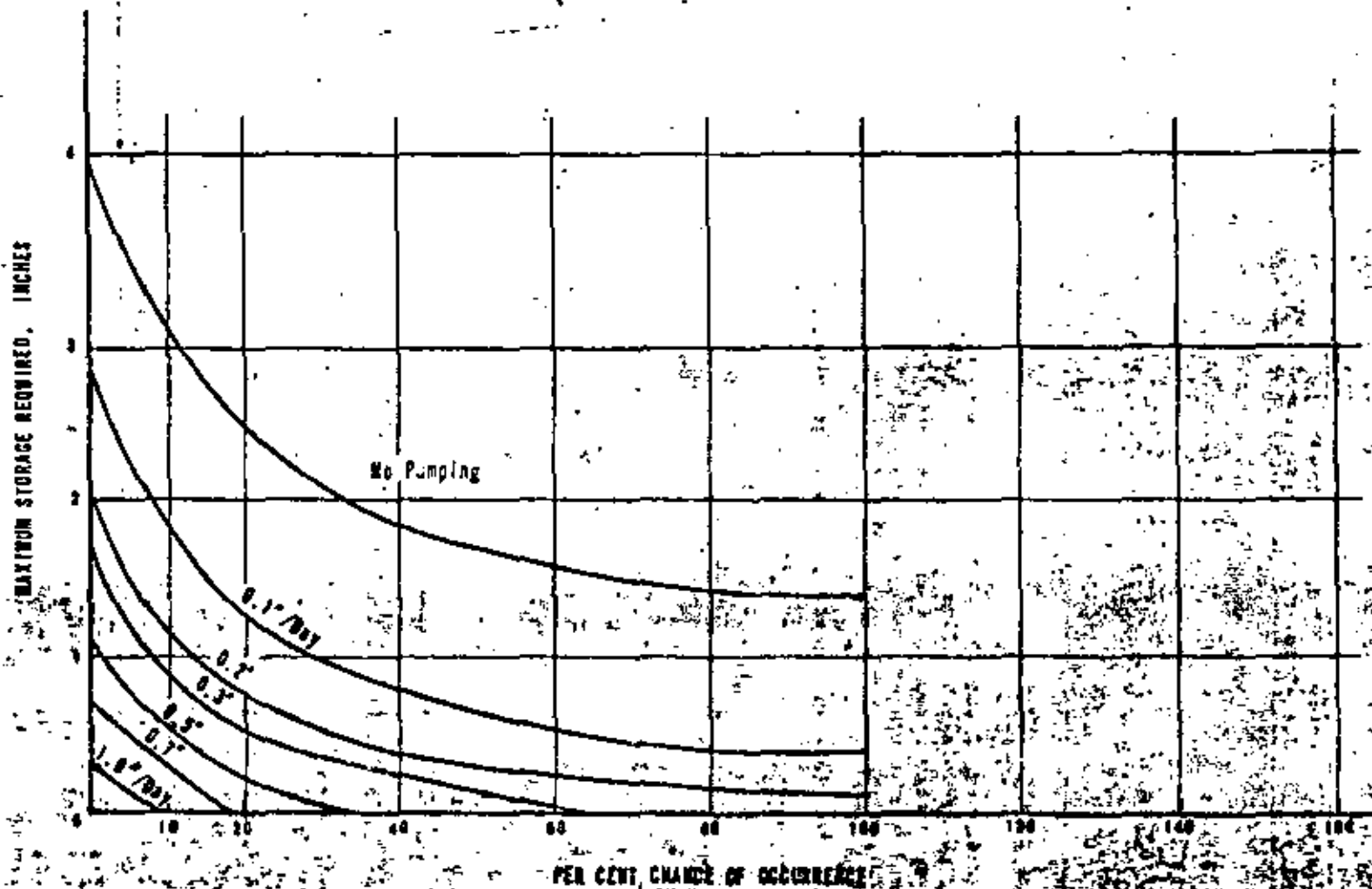


Figure 7A-4. Maximum required storage for various chances of occurrence and pumping rates

Table 7A-4, Average annual storage for various pumping rates

Pumping Rate Inches/Day	Area Under Curve, Sq. In.	Value Per Unit	Average Annual Storage, Inches
0	10.09	1 x .2 = 0.2	2.02
0.1	4.48	1 x .2 = 0.2	0.90
0.2	2.45	1 x .2 = 0.2	0.49
0.3	1.46	1 x .2 = 0.2	0.29
0.5	0.68	1 x .2 = 0.2	0.14
0.7	0.35	1 x .2 = 0.2	0.07
1.0	0.08	1 x .2 = 0.2	0.02

Stage-storage relationships

A topographic survey of the area is made from which a topographic map is prepared for determining the stage-storage relationships. Two-foot contour intervals (preferably 1-foot) are established from which mapped surface areas at the several elevations are measured by planimeter. Stage, area, storage relationships are then determined as tabulated in table 7A-5.

Table 7A-5, Stage, area, storage relationships

Elev. MSL	Stage Feet	Total Area Acres	Cultivated Area - Acres	Storage Acre Feet	Cumulative Storage Acre Feet	Cumulative Storage Inches
651	0	0	0	0	0	0
652	1	10	0	5	5	0.004
653	2	29	0	20	25	0.020
654	3	62	0	46	71	0.060
655	4	229	0	146	217	0.170
656	5	1100	784	665	882	0.690
657	6	1536	1176	1318	2200	1.720
658	7	2010	1603	1773	3973	3.110
659	8	2545		2278	6251	4.890
660	9	2997				

Stage, damage area, benefit area relationships

Information in table 7A-5 is used to establish relationships between stage and the areas of flooding and areas of impaired drainage.

Area flooded is the total surface area at each elevation. Impaired drainage is determined on the basis of normal depth of tile below the surface (3 feet in Michigan) plus an added foot to allow for the tile slope toward the outlet. Drainage impairment is considered as occurring when the resulting elevation of tile is submerged. When the pump storage area is flooded to a specified elevation, the area at an elevation of 4 feet above the specified elevation, less the flood area at the specified elevation, then becomes the area of drainage impairment. Table 7A-6 gives these values. Relationships of elevation to storage, cultivated and flooded, and area of impaired drainage can then be determined as shown in figure 7A-6.

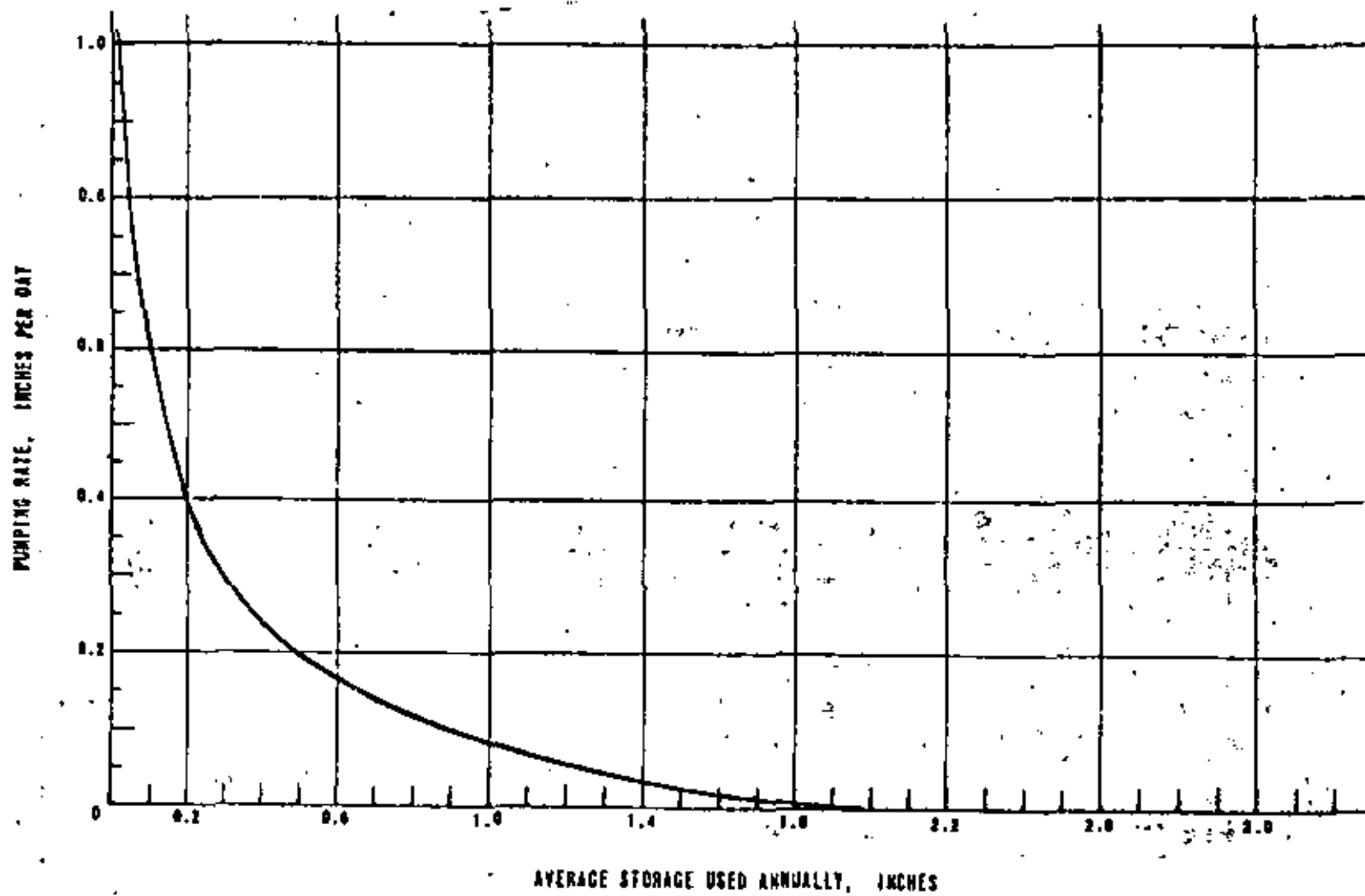


Figure 7A-5, Average annual storage at various pumping rates



Table 7A-6, Relationships - stage to impaired drainage area

Elevation MSL	Surface Acres	Flooded Acres	Total Affected Acres	Impaired Drainage Acres
651	0	0	0	0
652	10	10	1,100	1,090
653	29	29	1,536	1,507
654	62	62	2,010	1,948
655	229	229	2,545	2,316
656	1,100	1,100	2,997	1,897
657	1,536	1,536	3,560	2,024
658	2,010	2,010	4,120	2,110
659	2,545	2,545	4,685	2,140
660	2,997			
661	3,560			
662	4,120			
663	4,685			

Pumping rate, storage, and damage area relationships

From the established relationships of pumping rates, annual storage, storage elevations, and related area flooded, the area of benefit is determined. These relationships and their sources are shown in table 7A-7.

Table 7A-7, Relationships - stage, storage, pumping rate, and affected acres

Pumping Rate Inches/Day	Average Annual Storage Used Inches Fig. 7A-4	Related Sump Elevation MSL Fig. 7A-5	Average Annual Area Flooded Acres Fig. 7A-5	Average Annual Area Benefited by Reduced Flooding Acres
0.00	2.02	657.25	1290	0
0.10	0.90	656.25	875	415
0.20	0.49	655.70	570	720
0.25	0.39	655.50	405	885
0.30	0.32	655.37	285	1005
0.35	0.25	655.20	160	1130
0.40	0.20	655.08	70	1220
0.45	0.16	654.90	0	1290
0.50	0.14	654.80	0	1290
0.60	0.09	654.30	0	1290
0.70	0.07	654.10	0	1290
0.80	0.04	653.60	0	1290
0.90	0.03	653.20	0	1290
1.00	0.02	652.80	0	1290

Value of damages and benefits

Flood damages occur through reduction in yields, increased production costs, and reduction in crop quality. From an economic study (based on a complex economic model evaluating such factors not explained herein), an average annual flood damage of \$22.57 per cultivated acre has been determined. This value also represents the benefits accruing to each acre for which flooding

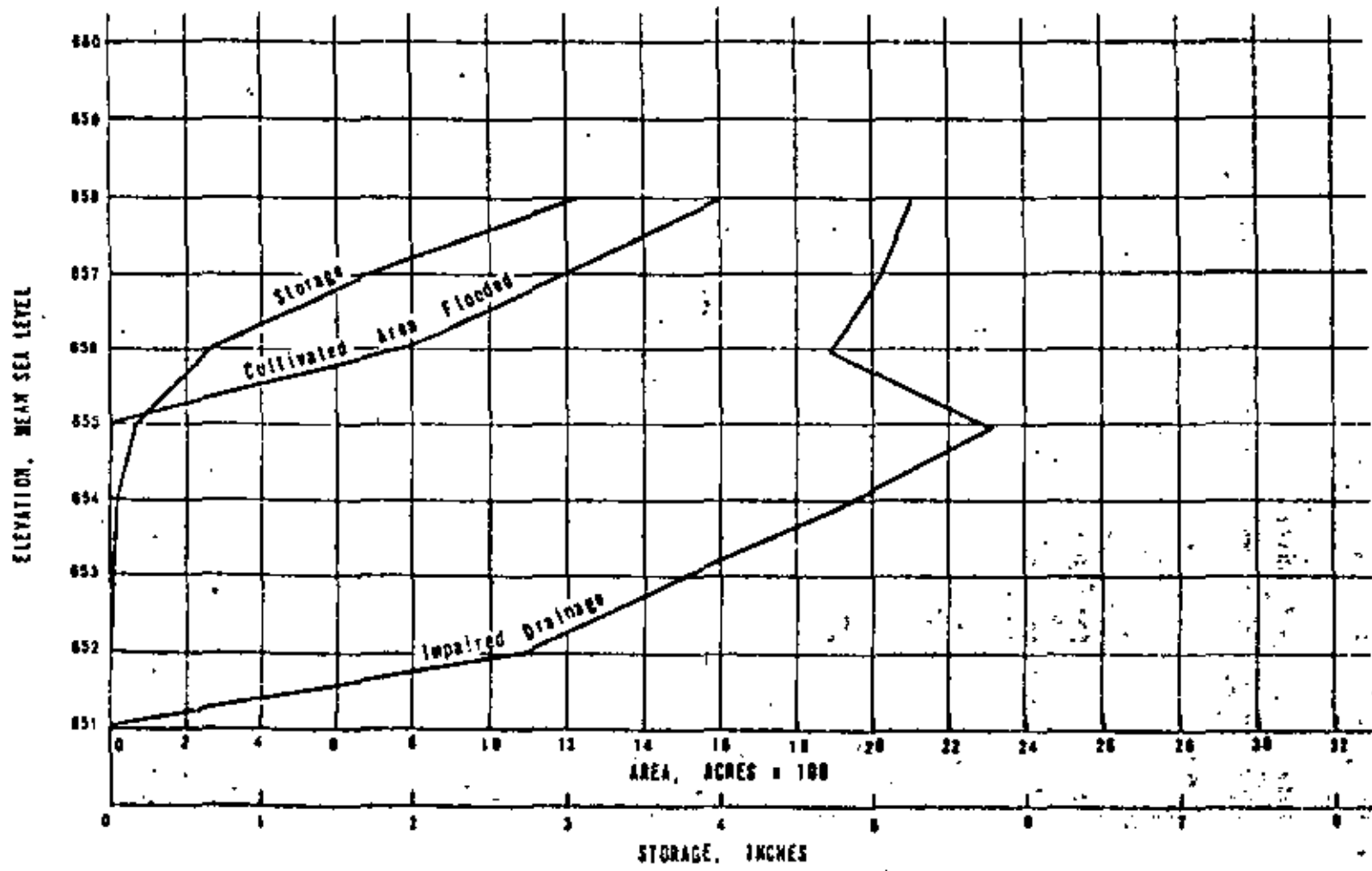


Figure 7A-6, Relationships of stage, storage, and affected areas

is prevented. Applying this value to the acres benefited, the average annual flood damage reduction for each pumping rate is determined as shown in table 7A-8.

Table 7A-8, Relationships - pumping rate to benefits

Pumping Rate Inches/Day	Area Benefited Annually-Acres	Benefits Dollars/Acres	Annual Benefits Dollars
0	0	22.57	0
0.10	415	22.57	9,367
0.20	720	22.57	16,250
0.25	885	22.57	19,974
0.30	1,005	22.57	22,683
0.35	1,130	22.57	25,504
0.40	1,220	22.57	27,535
0.45	1,290	22.57	29,115
0.50	1,290	22.57	29,115
0.60	1,290	22.57	29,115
0.70	1,290	22.57	29,115
0.80	1,290	22.57	29,115
0.90	1,290	22.57	29,115
1.00	1,290	22.57	29,115

The effect of impaired drainage is evaluated. Plotted mass curves and pumping rates of figure 7A-3 are used to determine the storage required each day for various frequencies and pumping rates. Table 7A-9 shows the data for no pumping and for a pumping rate of one-half inch per day. Other pumping rates are evaluated (not shown herein). Figure 7A-6 is used to convert storage to acres of impaired drainage. Information for duration of impaired drainage at a pumping rate of one-half inch per day is shown in figure 7A-7.

From a crop budgetary model (not explained herein), the average annual damage from impaired drainage caused by reduced yields, increased production cost, and reduced crop quality is determined to be \$14.85 per cultivated acre. This also represents the net benefit obtained by drainage, allowing for the on-farm cost of drainage improvement.

It is assumed that drainage impairment for 3 days or less causes no measurable crop damage, that impairment during the growing season for 21 days or more causes damage equal to that on land without installed drains, and that a linear relationship exists between damage value and duration of impairment. Thus average damage per day of duration can be taken to be \$0.825.

From plottings of acres of impaired drainage and days duration for the various frequencies and pumping rates, the acre days of impaired drainage exceeding 3 days duration are measured. Since damage of impaired drainage is for more than 3 and less than 21 days, the acre days for no pumping are 18 times the acres effected. This information is shown in table 7A-10. Damage for various pumping rates and frequencies is then determined on the basis of \$0.825 per acre day. Total damages are determined by plotting damages against percent chance of occurrence and measuring the area under the curve as shown in figures 7A-8 and 7A-9 for no pumping and for pumping one-half inch a day, respectively. Other rates are measured next and then tabulated as shown in table 7A-11. This table shows flood and impaired drainage damages and corresponding weighted benefits by seasonal storm distribution. Total average annual benefits are plotted as shown in figure 7A-10.

Table JA-9, Relationships - Impaired drainage and storage for various frequencies and pumping rates

Pumping Rate	Time After Runoff Begins Days	1-Year Frequency		2-Year Frequency		5-Year Frequency		10-Year Frequency		25-Year Frequency	
		Storage Required Inches	Impaired Drainage Acres	Inches	Acres	Inches	Acres	Inches	Acres	Inches	Acres
No Pumping	Maximum	1.41	1,990	1.71	2,025	2.45	2,070	3.13	2,110	3.74	2,120
0.5 In./Day	1	0	-	0	-	0.26	2,210	0.50	2,020	0.72	1,900
	2					0.15	2,215	0.49	2,020	0.83	1,920
	3					0	-	0.28	2,180	0.65	1,920
	4							0	-	0.42	2,080
	5									0.12	2,110

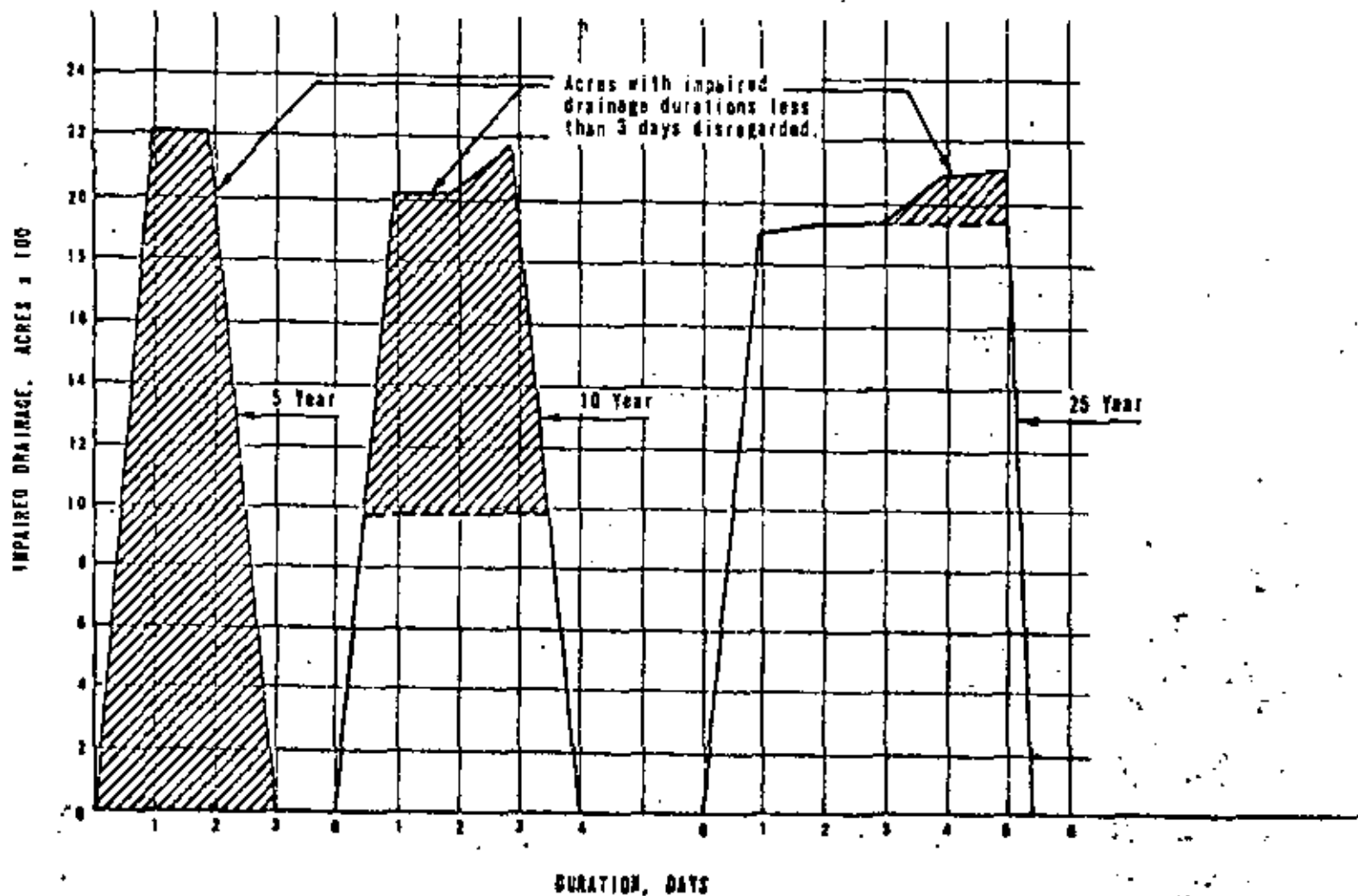


Figure 7A-7, Acre-days impaired drainage at 1/2 inch pumping rate for various frequencies

Table 7A-10, Damages for various pumping rates and frequencies of occurrence

Pumping Rate Inch/Day	Frequency of Occurrence Year	Area Under Curve Sq. In.	Value per Unit	Impaired Drainage Acre-Day	Damages \$0.825 Per Acre-Day	Total Damage Dollars
0.6	1	0	400 x 2	0	0.825	0
	2	0	= 800	0		0
	5	0		0		0
	10	0		0		0
	25	4.55		3,640		3,000
0.5	1	0	400 x 2	0		0
	2	0	= 800	0		0
	5	0		0		0
	10	4.24		3,392		2,800
	25	11.21		8,975		7,400
0.45	1	0	400 x 2	0		0
	2	0	= 800	0		0
	5	0.60		480		396
	10	9.35		7,480		6,175
	25	13.65		10,560		8,720
0.4	1	0	400 x 2	0		0
	2	0	= 800	0		0
	5	4.30		3,640		2,840
	10	12.70		9,650		7,960
	25	16.99		13,600		11,220
0.3	1	0	400 x 2	0		0
	2	0	= 800	0		0
	5	14.80		11,840		9,770
	10	19.62		15,700		12,950
	25	26.89		21,500		17,730
0	1		400 x 2	35,820		29,550
	2		= 800	36,450		30,100
	5			37,260		30,700
	10			37,980		31,350
	25			38,160		31,500

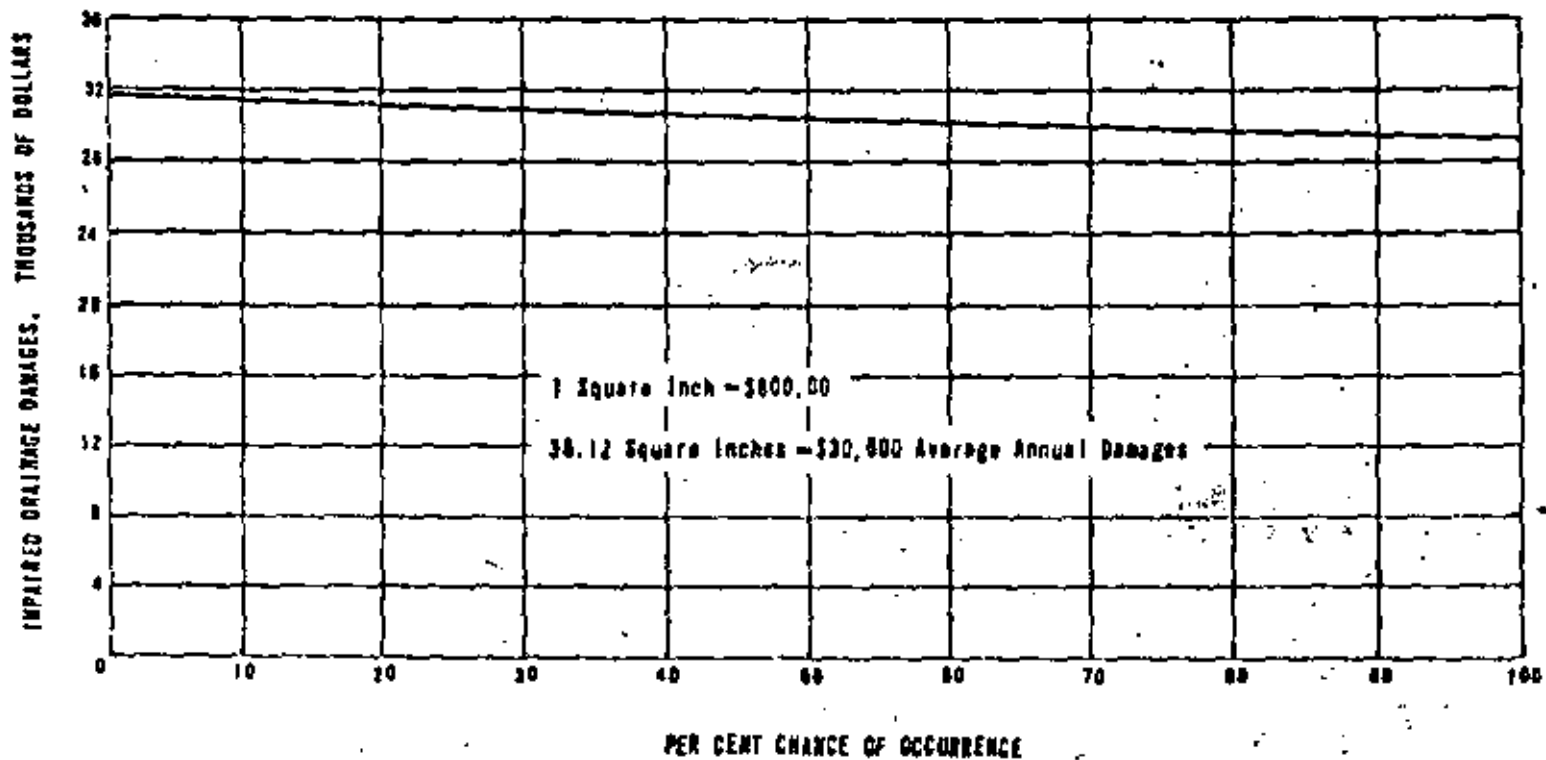


Figure 7A-8, Impaired drainage damages with no pumping

IMPAIRED DRAINAGE DAMAGES, THOUSANDS OF DOLLARS

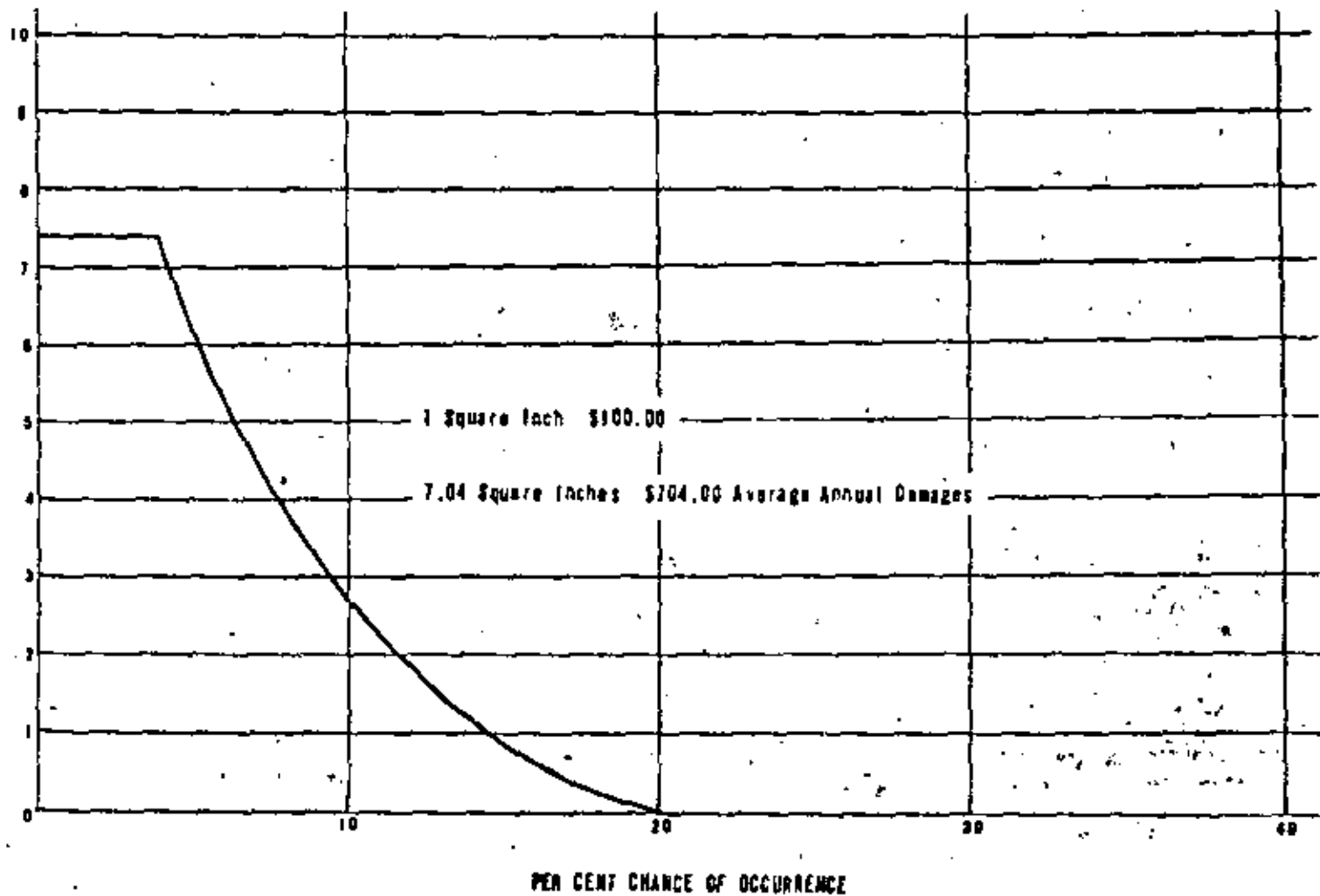


Figure 7A-9, Value of damage by impaired drainage at 1/2 inch per day pumping rate



Table 7A-11. Average annual damages and benefits for various pumping rates

Pumping Rate Inches/ Day	Area Flooded				Area With Impaired Drainage		
	Average Annual Area Flooded Cult A	Average Annual Area Benefited Cult A	Damages @ 22.57 Per Cult A Dollars	Benefits Per Cult A Dollars	Average Annual Damages Dollars	Average Annual Benefits Dollars	Weighted Average Annual Benefits <sup>1/</sup> Dollars
0	1290	0	29,115	0	30,600	0	0
0.1	875	415	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>
0.2	570	720	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>
0.3	285	1005	6,432	22,683	4,444	26,156	18,126
0.4	70	1220	1,580	27,535	1,906	28,694	19,885
0.5	0	1290	0	29,115	704	29,896	20,718
0.6	0	1290	0	29,115	200	30,400	21,067

<sup>1/</sup> Weighted by 63.9 percent of excessive storms which occur during the growing season. (April through November).

<sup>2/</sup> Not evaluated because pumping rates less than 0.3 inch per day are usually considered inadequate.

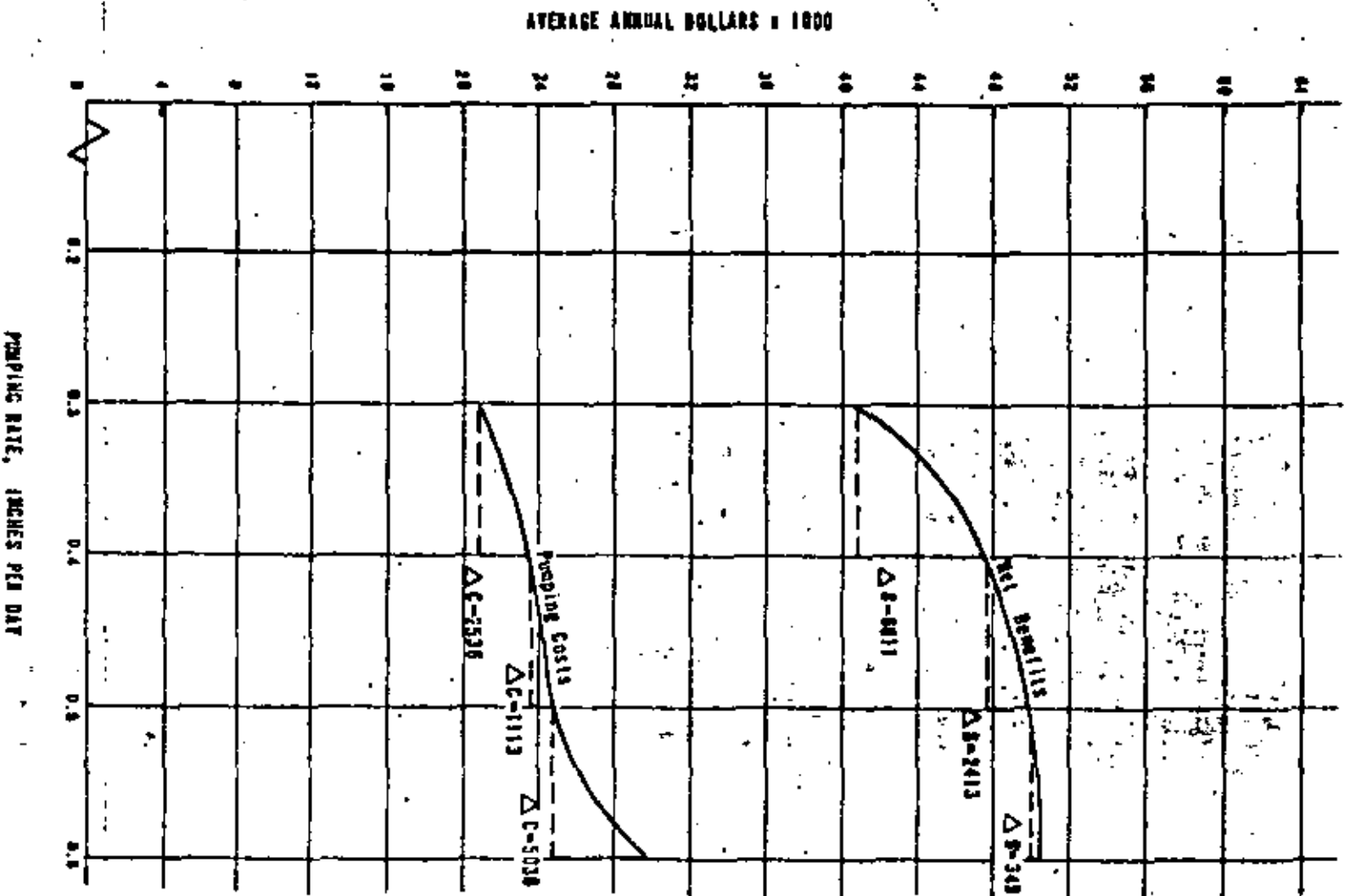


Figure 7A-10, Cost-benefit relationship at various pumping rates

Operating costs

To optimize benefits a relationship is needed between pumping rates and total costs. Costs fall into two categories. The first includes cost of the pumping plant installation, including the sump and housing, the pumps, power units, land rights, engineering, and installation. The second includes the cost of power, operation, maintenance, and equipment replacement.

Since gravity outlet will be obtained at low river flows, percent of total runoff pumped is determined as follows: The main channel discharge at which pumping must begin is computed in cubic feet per second and cubic feet per second per square mile. Since discharge records for Maple River watershed were not available, the cubic feet per second per square mile rate is applied as a base determined from the Red Cedar River at East Lansing, which is a nearby gaged watershed of similar size and characteristics. Dates when the discharge exceeded the estimated base flow are tabulated for 9 years of record. Deer Creek, a small gaged watershed within the Red River watershed, draining an area of 16.3 square miles, is used to determine the volume of runoff occurring when the Red Cedar was above base flow. The percent runoff above the base, as compared to total runoff, is then applied to the Maple River runoff to determine the volume of runoff that must be pumped. These data also provide a seasonal distribution for pumping by months, used in determining operating costs.

Installation costs and equipment replacement costs are amortized and added to annual operating costs to obtain a total average annual cost. These data are listed in table 7A-12 and plotted in figure 7A-10.

Table 7A-12, Cost-benefits at various pumping rates

Pumping Rate Inches/Day	Total Average Annual Damages <sup>1/</sup> Dollars	Total Average Annual Benefits Dollars	Total Average Annual Pump Costs Dollars
0	46,713	0	0
0.1	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>
0.2	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>	<sup>2/</sup>
0.3	8,988	40,809	20,915
0.4	2,676	47,420	23,451
0.5	405	49,833	24,564
0.6	115	50,182	29,600

<sup>1/</sup> Flood damages plus weighted drainage damages from table 7A-11.

<sup>2/</sup> Not evaluated because pumping rates less than 0.3 inch per day are usually considered inadequate

Pumping rate at optimum cost-benefit ratio

Optimization criteria are based on an equimarginal principle in which additional units of input are added until cost of the last unit of input equals the value of the unit so produced. Thus optimum pumping rate occurs when an incremental increase in the pumping rate just equals the added benefits derived by removing water at the higher rate, or the slope of the cost curve equals

the slope of the benefit curve. As shown in figure 7A-10 and table 7A-13, moving from the 0.3-inch to the 0.4-inch rate, benefits increase \$6,611 whereas costs increase only \$2,536. In moving from the 0.4-inch to the 0.5-inch rate, benefits increase \$2,413 whereas costs increase \$1,113. However, in moving from the 0.5-inch to the 0.6-inch rate, benefits increase only \$349 whereas costs increase \$5,036. Then somewhere between the 0.5-inch and 0.6-inch rate is the appropriate pumping rate to use. Considering the accuracy of topographic coverage and the cost spread between increments, the 0.5-inch is selected.

Table 7A-13, Relationships - cost-benefit at various pumping rates

Pumping Rate	Change in Benefits	Change in Costs
0.3	-	-
0.4	6,611	2,536
0.5	2,413	1,113
0.6	349	5,036

## APPENDIX B

Design of Farm Drainage Pumping PlantExample

A pumping plant is required to remove runoff from 236 acres of low land on a 440-acre farm near Bayou John, Louisiana in order to grow sugarcane. Drainage of higher land on the farm has been diverted from the low area to an adequate gravity outlet. The low land is protected from tidal overflow by a border dike constructed from materials excavated from adjoining ditches within the protected area. The land lacks sufficient elevation for adequate gravity drainage into the tidal outlet. Surveys show ground elevation in low areas at -1.0 mean sea level and near the proposed pump site at -1.5 msl. Elevation in bottom of ditch at the pump site is -5.5 msl. Average yearly high tide is El. 2.0 msl and a 10-year frequency high water is El. 3.0 msl. Soils are poorly drained Sharkey clay loam which permit little seepage into the area and provide no appreciable ground water storage or field ditch storage for runoff in the required surface drainage system. Some storage is available in the borrow ditches along the dikes. A gasoline engine will be used to supply power to the pump to be housed over a concrete sump. Pump discharge will be piped over the dike.

Pump plant location

The pumping plant will be located within several hundred feet of Point A as shown in general layout figure 7B-1 and between the dike and borrow ditch.

Pump plant capacity

The pump capacity will be the required runoff removal rate for the 236 acres at 3 inches in 24 hours as determined from the local drainage guide, less the storage available in the borrow ditches which is equal to 0.43 inch, or a net rate of 2.57 inches in 24 hours.

$$\begin{aligned} \text{Pump capacity} &= \frac{236 \text{ (ac.)} \times 43,560 \text{ (sq. ft./ac.)} \times 2.57 \text{ (in./day)}}{12 \text{ (in./ft)} \times 24 \text{ (hrs./day)} \times 60 \text{ (min./hr.)}} \times 7.48 \text{ (gal./cu. ft.)} \\ &= 11,436 \text{ GPM} \end{aligned}$$

Pump type and size

Stage in the sump will fluctuate between -5.5 feet and -1.5 feet with an average stage of -3.5 feet. Minimum static head will be 4.5 feet (-1.5' msl. to +3.0' msl). Maximum static head will occur when the sump is empty, equal to 8.5 feet (-5.5' msl to +3.0' msl), and is expected to be of short duration. (See figure 7B-2.) Pump selection, therefore, may be based on average static head, but the power supply on maximum static head to avoid possible engine overload when pumping at the maximum head.

Based on little seepage, moderate capacity, and low risk damage in case of temporary pump failure, only one pump will be used. Based on low pumping head and moderate capacity (also see selection chart figure 7-4) and

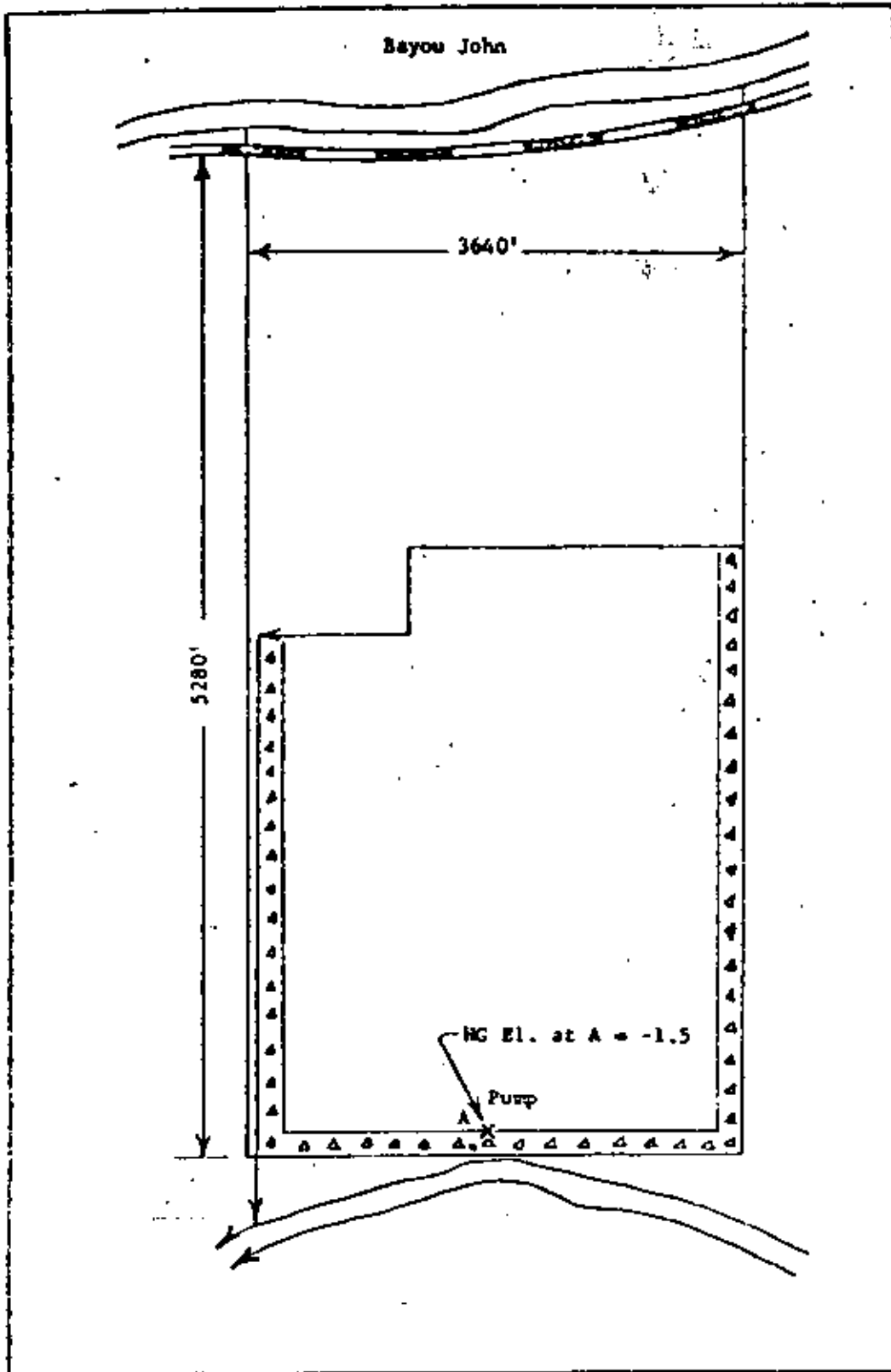


Figure 7B-1, Pump drainage site layout

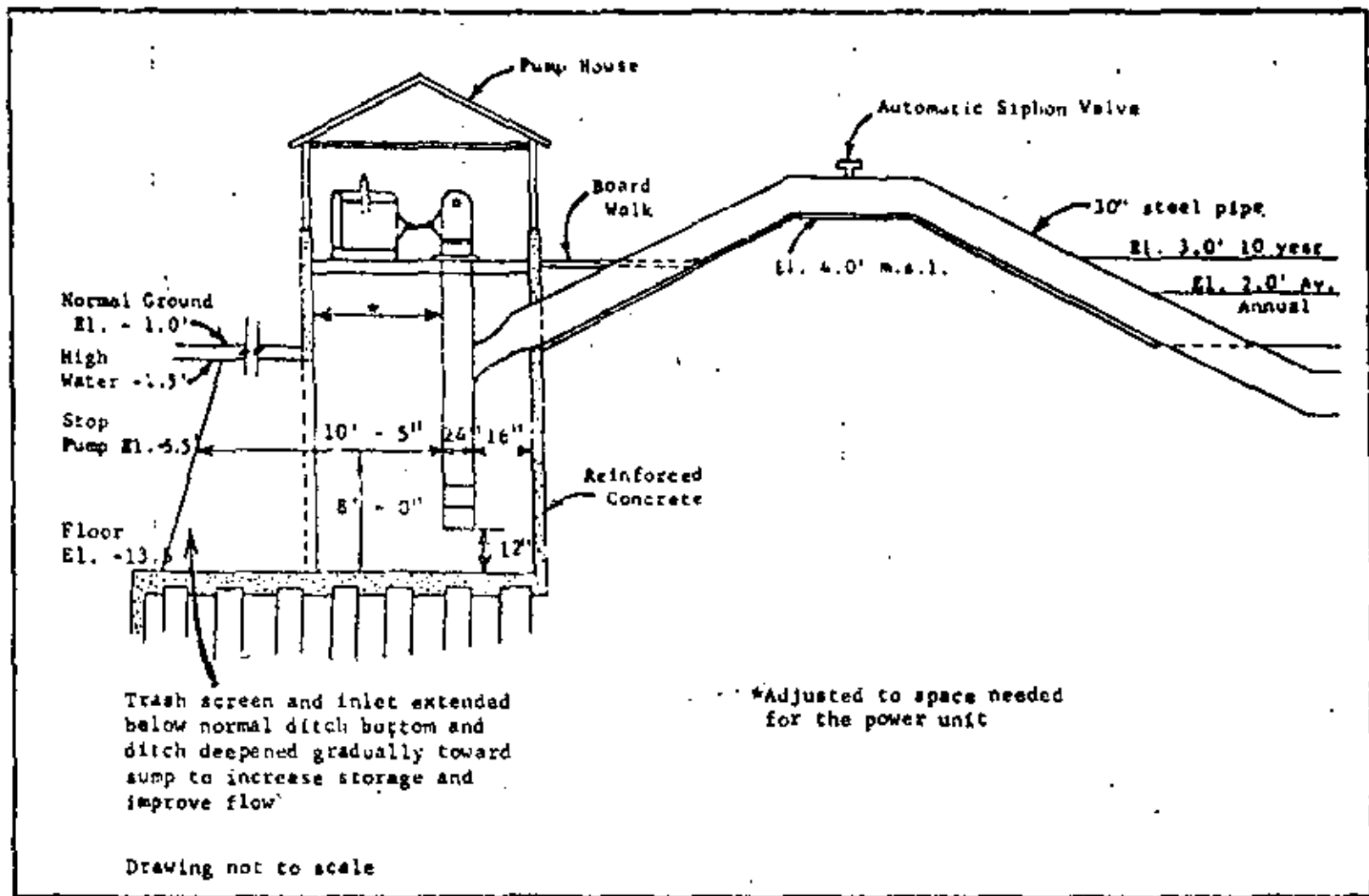


Figure 7B-2, Cross section of pumping plant layout

manufacturer's pump recommendations (figures 7B-3 and 7B-4), a propeller pump will be used. A 10 feet per second discharge velocity is used as in the range of efficient pump performance for a capacity of 11,436 GPM (equal to 25.5 cfs).

$$\text{The required pump cross section area } A = \frac{Q}{V} = \frac{25.5}{10} = 2.55 \text{ square feet}$$

$$\begin{aligned} \text{The required pump diameter} &= \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 2.55}{3.1416}\right)^{1/2} \\ &= 1.8 \text{ ft.} = 21.6 \text{ in. or say 22 in.} \\ &\quad \text{(also see table 7-4)} \end{aligned}$$

A 24-inch diameter pump will be used as nearest manufactured size readily available.

#### Engine size

A gasoline engine with drive through gearbox will be used.

$$\text{24-inch pump velocity } (V_1) \text{ at design discharge} = \frac{Q}{A} = \frac{25.5}{3.1416} = 8.12 \text{ fps}$$

$$\text{Velocity head } (h_{V_1}) = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{65.93}{64.4} = 1.02 \text{ (also see figure 7-6)}$$

Discharge pipe is to be enlarged from 24-inch diameter ( $d_1$ ) at pump to 30-inch diameter ( $d_2$ ) within distance of 2 feet. Loss in head ( $h_2$ ) from gradual enlargement may be computed from formula 6-33 and values in table 6-8 of King and Brater Handbook of Hydraulics (9).

$$h_2 = K_2 \left(\frac{V_1^2}{2g}\right) = 0.09 \times 1.02 = 0.09 \text{ feet}$$

where:

$$V_1 = \text{velocity in smaller pipe} = 8.12$$

$$K_2 = \text{value from table} = 0.09 \text{ for } \frac{d_2}{d_1} = \frac{30}{24} = 1.25 \text{ and}$$

$$\text{angle of cone} = 14^\circ 20' \text{ (approx.)}$$

$$\tan 1/2 \text{ angle} = \frac{0.75}{2.0} = 0.125 \text{--} 1/2 \text{ angle} = 7^\circ 10' \text{ (approx.)}$$

$$\begin{aligned} \text{Velocity at discharge } (V_2) &= \frac{25.5}{4.9} = 5.2 \text{ fps where cross section area} \\ &\quad \text{of 30-inch steel pipe} = 4.9 \text{ square feet} \end{aligned}$$

$$\text{Velocity head } (h_{V_2}) = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{27.0}{64.4} = 0.42 \text{ foot}$$



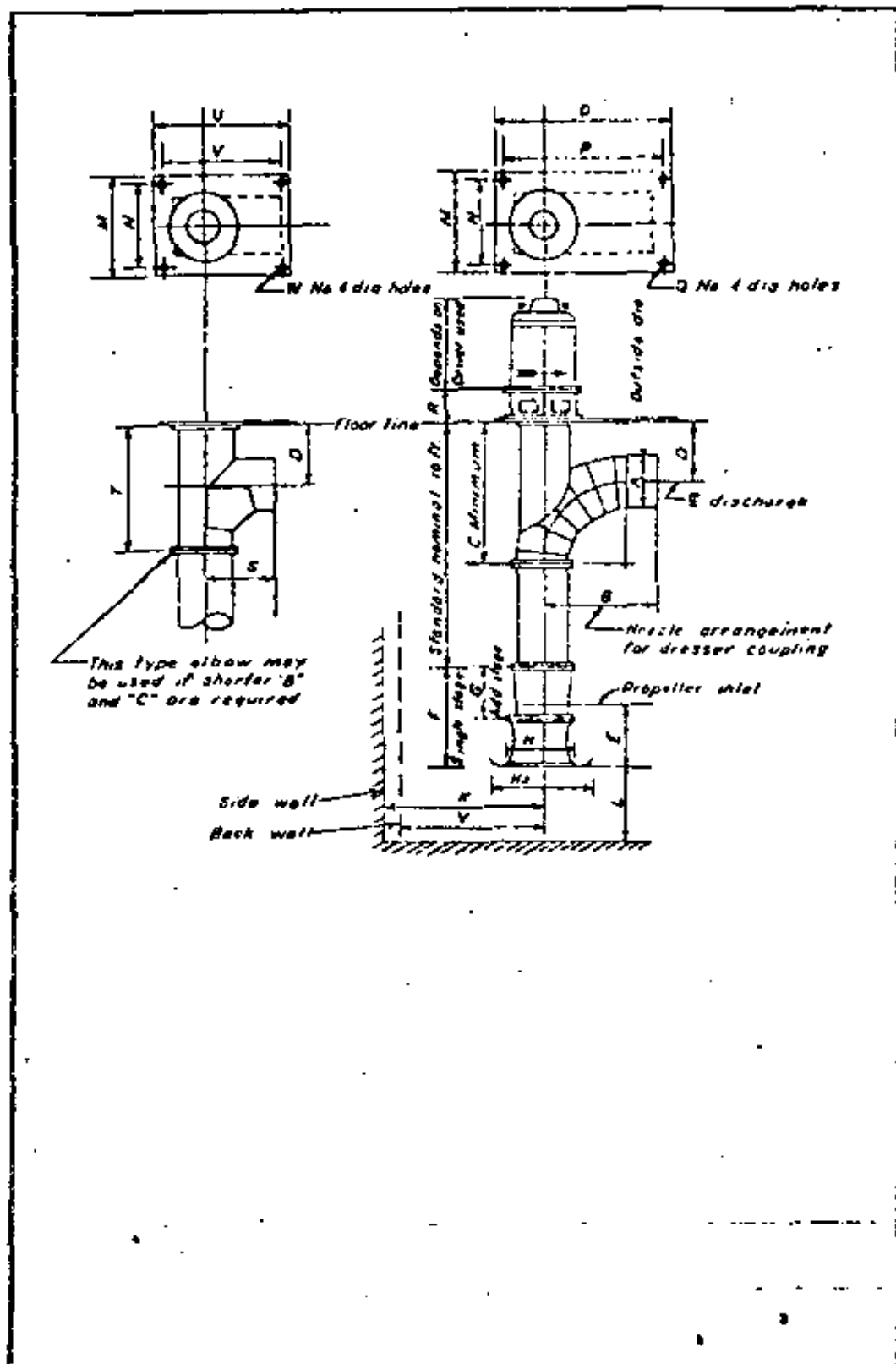


Figure 7B-3, Layout of principal dimensions - vertical axial flow pumps

PRINCIPAL DIMENSIONS IN INCHES (UNLESS OTHERWISE NOTED)

STEP NO. OF PUMPS	A	B	C	D	E	F	G	H	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	H <sub>2</sub>	Y	
8	8	18	12	6	18	4 1/2	13	8	12 3/4	15	3	20	16	2 1/2	2 1/2	4 (1 1/2)	8	14	2-2"	1-2"	22	4 (1 1/2)	24	11
10	10	21	2-9"	18	8 3/4	18 1/2	8 3/4	15 1/2	18	6	24	20	2 1/2	2 1/2	4 (1 1/2)	8	15	2-3"	2-4"	24	4 (1 1/2)	30	13	
12	12	24	3-0"	18	9 3/4	19	10 3/4	18	21	7	2-2"	22	3-2"	2-1/2"	4 (1 1/2)	8	17	2-5"	2-3"	2-3"	4 (1 1/2)	28	14	
14	14	2-5"	3-9"	24	10	21	12 1/2	21	24	8	2-4"	2-2"	2-5"	3-2"	4 (1 1/2)	8	18	3-0"	2-4"	2-3"	4 (1 1/2)	42	1-3"	
16	16	2-5"	4-0"	24	12	2-0"	14 1/2	25	2-4"	9	3-0"	2-4"	2-0"	3-4"	4 (1 1/2)	8	20	3-2"	3-0"	2-8"	4 (1 1/2)	46	1-5"	
18	18	2-11"	4-5"	24	12	2-3 1/2	18	28	2-4"	10	3-2"	2-8"	2-5"	4-0"	4 (1 1/2)	8	22	3-4"	3-3"	2-11"	4 (1 1/2)	48	1-7"	
20	20	3-2"	4-6"	24	13 1/2	2-1 1/2	24	34	3-0"	11	3-4"	3-0"	2-1/2"	4-1/2"	4 (1 1/2)	8	24	3-6"	3-4"	3-0"	4 (1 1/2)	54	1-9"	
24	24	3-0"	5-6"	2-6"	18	3-2"	18 1/2	36	3-6"	12	3-10"	3-4"	3-1"	5-0"	4 (1 1/2)	8	2-3"	4-3"	4-11"	3-10"	4 (1 1/2)	60	1-11"	
30	30	4-5"	6-3"	2-4"	2 1/2	4-0"	2-7"	42	4-0"	13	4-4"	3-4"	2-4"	5-0"	4 (1 1/2)	8	2-8"	4-8"	4-9"	4-5"	4 (1 1/2)	72	2-0"	
36	36	3-4"	7-0"	3-0"	21	4-0"	—	34	5-0"	16	5-4"	4-10"	3-4"	5-0"	5 (1 1/2)	8	3-0"	5-0"	3-4"	4-10"	4 (1 1/2)	84	2-8"	
42	42	5-10"	8-7"	3-0"	2 3/4	5-11"	—	44	5-0"	22	6-3"	5-4"	4-4"	6-0"	6 (1 1/2)	12	3-4"	5-10"	4-3"	5-0"	4 (1 1/2)	96	3-0"	
48	48	5-8"	9-0"	3-0"	2-7 1/2	5-11"	—	54 1/2	7-0"	23	7-2"	6-0"	5-5"	6-0"	6 (1 1/2)	12	5-10"	6-2"	5-2"	6-8"	4 (1 1/2)	112	4-3"	
54	54	2-3"	7-2"	2-3"	6-11"	4-8"	—	63 1/2	8-0"	27	8-2"	7-8"	6-5"	6-0"	6 (1 1/2)	12	4-4"	7-0"	6-2"	7-6"	4 (1 1/2)	128	4-6"	
60	60	4-0"	10-8"	4-0"	5-3"	7-1 1/2	—	96	9-0"	33	9-0"	8-0"	7-0"	6-0"	6 (1 1/2)	12	4-10"	8-2"	7-0"	8-5"	4 (1 1/2)	144	4-9"	
72	72	1-6"	12-0"	4-4"	5-4"	8-3"	—	115	10-0"	37	10-0"	9-0"	8-0"	7-0"	6 (1 1/2)	18	—	—	—	—	—	172	5-0"	
84	84	7-6"	12-0"	5-0"	3-10"	9-8"	—	138	10-6"	43	12-4"	11-10"	10-4"	9-0"	6 (1 1/2)	18	—	—	—	—	—	201	6-0"	
96	96	8-0"	12-0"	5-6"	4-4"	11-0"	—	154	10-0"	31	12-10"	11-8"	10-8"	9-4"	6 (1 1/2)	18	—	—	—	—	—	231	6-6"	
120	120	10-0"	12-0"	6-4"	4-9"	13-6"	—	189	14-0"	63	16-9"	14-3"	14-8"	13-5"	6 (1 1/2)	24	—	—	—	—	—	283	8-0"	
144	144	2-4"	15-0"	7-0"	5-9"	14-0"	—	238	20-0"	75	20-6"	20-0"	20-4"	20-0"	6 (1 1/2)	24	—	—	—	—	—	351	10-3"	

\* Split base plate  
 \*\* K = distance from pump vertical center line to side wall.  
 \* K = distance between the vertical center lines of 2 pumps with no separating wall.  
 \* Y = distance from pump vertical center line to back wall but should be increased to H<sub>2</sub>/R when increased bell diameter (umbrella) is used

Figure 7B-4, Table of principal dimensions - vertical axial flow pumps

Friction loss in 44 feet of 30-inch steel pipe over the dike using Manning equation, formula 6-26c King and Brater Handbook of Hydraulics (9) (also see figure 7-6) equals

$$h_f = \frac{2.87 n^2 L V_2^2}{d^{4/3}} = \frac{2.87 \times (0.015)^2 \times 44 \times (5.2)^2}{(2.5)^{4/3}} = 0.23 \text{ ft.}$$

where:

- $h_f$  = head loss in feet
- $n$  = friction factor = 0.015
- $L$  = length of pipe in feet = 44
- $V_2$  = velocity in discharge pipe in fps = 5.2
- $d$  = diameter of pipe in feet = 2.5

Friction loss in bends (for long radii up to 45°) using formula 6-39 and figure 6-5 for 90° bends, and 25 percent reduction for 45° bends, from King and Brater Handbook of Hydraulics (9), loss in one 45° bend equals

$$\begin{aligned} h_b &= 0.75 K_b \left( \frac{V^2}{2g} \right) \\ &= 0.75 \times 0.20 \times 0.42 \\ &= 0.063 \text{ ft.} \end{aligned}$$

where the value of  $K_b$  in figure 6-5 for a bend radius (R) to pipe diameter (d) of  $\frac{12.5}{2.5}$  or 5 is equal to 0.2.

Total  $h_b$  for 3 bends =  $3 \times 0.063 = 0.19$  ft.

Total significant losses plus velocity head at discharge

$$\begin{aligned} &= h_2 + h_f + h_b + h_{V_2} \\ &= 0.09 + 0.23 + 0.19 + 0.42 = 0.93 \text{ ft.} \end{aligned}$$

Total head equals static head plus significant head losses plus velocity head

$$= 8.50 + 0.93 = 9.43 \text{ ft.}$$

#### Required power

Pending final selection of engine and pump, the following efficiencies are assumed in order to determine approximate engine size required: pump 70%, transmission 95%, and engine 70%.

Then required horsepower is

$$\begin{aligned} \text{BHP} &= \frac{\text{GPM} \times \text{Total Head}}{3,960 \times \text{Efficiency}} \\ &= \frac{11,436 \times 9.43}{3,960 \times 0.70 \times 0.95 \times 0.70} \\ &= \frac{107,841}{1,843} = 58.5 \end{aligned}$$

Use 60 horsepower engine.

Assuming the design specific speed of the pump in the required range of head and capacity of 17,500 (see figures 7-8 and 7-11 and the Hydraulic Institute Standards (1)), RPM of the pump at design capacity can be computed from equation 7-5 where

$$\begin{aligned} \text{RPM} &= \frac{\text{Specific Speed} \times (H)^{3/4}}{(\text{GPM})^{1/2}} \\ &= \frac{17,500 \times (9.43)^{3/4}}{(11,436)^{1/2}} = \frac{17,500 \times 5.4}{107} \\ &= 885 \end{aligned}$$

Using a standard heavy duty gasoline engine of an operating speed of 1,800 RPM, a 2 to 1 reduction gear transmission is required.

#### Sump dimensions

Using Hydraulic Institute recommendations (see figures 7-14 and 7-15) pending final design adjustments to meet manufacturer's requirements (see figures 7B-3 and 7B-4) of the selected pump, the following sump dimensions should be provided:

Bottom of pump bell to top of sump floor	12 inches
Centerline of pump to backwall of sump	28 inches
Centerline of pump to sidewall of sump	32 inches
Sump floor below pump-stop level (El. -5.5)	96 inches
Center of trash rack to back wall of sump	165 inches

Other dimensional requirements in determining final sump size (not covered herein) will include space necessary for housing the selected pump, power and transmission unit, weight against buoyant uplift, and flow entrance to limit velocity and provide capacity.



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

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

**DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE BOMBEO PARA EL  
DRENAJE DEL VALLE DE ANGAMACUTIRO, MIC.**

**ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ  
SEP. -OCT. 1982**

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE BOMBEO PARA EL DRENAJE  
DEL VALLE DE ANGAMACUTIRO, MICH.

La ecuación resultante una vez hecha la regresión es:

$$Y = 0.758 X^{1.071}$$

$$y \quad r = 0.984$$

Asimismo, hacemos la regresión para la curva Elevación Corrales - Gasto Corrales (Y = Elevación; X = gasto) con el siguiente resultado:

$$Y = 65.256 X^{0.0343}$$

$$y \quad r = 0.980$$

2.3 Hectáreas inundadas

Con los datos de los gastos máximos (no tomando en cuenta el intervalo de confianza) para diferente Tr y por medio de las regresiones obtenidas podemos definir la ecuación en Corrales y con ésta la de Angamacutiro y finalmente las hectáreas inundadas en la gráfica áreas-elevaciones, del Valle de Angamacutiro.

Tr	Q	Elev. Corrales	Elev. Angamacutiro	Hectáreas inundadas
1	125	78.05	80.61	1 650
5	396	80.12	82.90	4 650
10	487	80.69	83.54	5 950
15	540	80.97	83.85	6 600
20	578	81.16	84.06	7 200

La precipitación media con el primer método se obtiene dividiendo la suma de las alturas de lluvia registradas en todas las estaciones de la cuenca entre el número de estaciones. Cuanto más uniforme sea la distribución de las estaciones sobre la cuenca, más aproximado será el resultado al aplicar este método. Para aplicar el segundo método se calcula el área tributaria de cada estación, delimitando la zona de influencia de cada una de ellas para posteriormente formar polígonos que son el área tributaria, para determinar los polígonos se ligan las estaciones considerando las más próximas, luego se trazan normales que cortan el punto medio de las líneas de liga, las interrupciones entre estas normales son los vértices de los polígonos, si se multiplica el área de un polígono por la precipitación registrada en su estación correspondiente se obtiene el volumen llovido sobre el área tributaria durante todo el período de registro. La precipitación media sobre toda la cuenca se obtiene dividiendo el volumen llovido sobre toda la cuenca (que es igual a la suma de los volúmenes llovidos sobre cada polígono) entre el área de la cuenca. Para emplear el último método, es necesario conocer las isoyetas de la tormenta, además, requiere del buen juicio de la persona que hace el cálculo. Con este método se puede obtener mayor aproximación, pero depende directamente de la persona que lo aplica. Una vez trazadas las isoyetas, la precipitación media se calcula empleando la fórmula  $p = \frac{\sum A_i P_i}{A_c}$ , donde  $A_i$  es el área entre dos isoyetas consecutivas y  $P_i$  la precipitación media de las isoyetas que limitan a cada área.

El cálculo de las precipitaciones probables para diferentes TR, se hizo en la Oficina de Procesamiento Electrónico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos utilizando el método estadístico de Gumbel, obteniéndose los siguientes resultados:

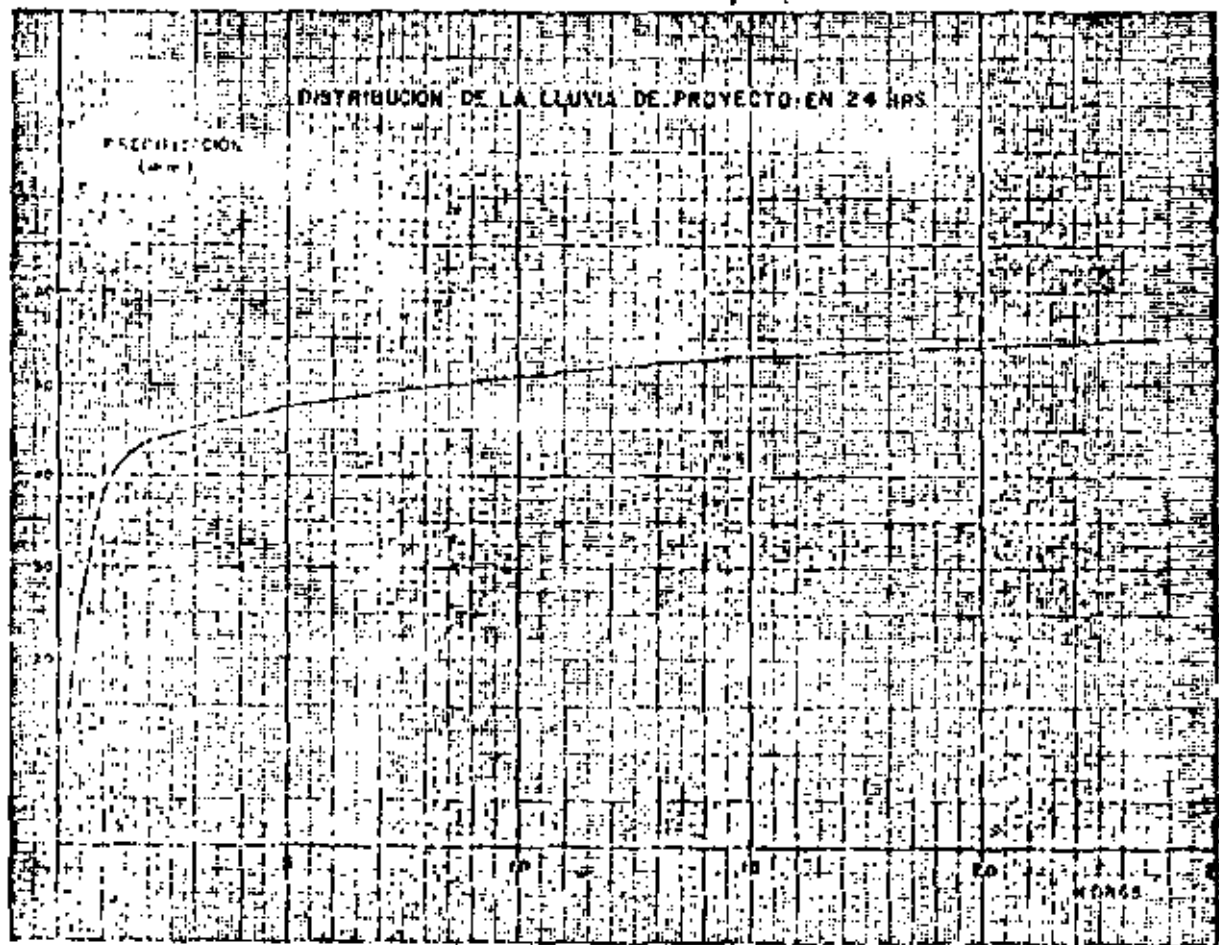
Tiempo de retorno en años.	Precipitación probable en 24 hrs.
1	45.00 mm.
5	58.84 "
10	67.46 "
15	72.44 "
20	75.98 "



nuestro caso nos basaremos en la lluvia registrada en la estación "Los Corrales", Mich., el 8 de julio de 1965 por ser esta una de las más intensas ya que consideramos que se trate de una cuenca chica. Su duración fue de 12 hr. 25 min. con una precipitación total de 52.15 mm. y una distribución de la misma como se muestra en la página siguiente. Extrapolando con la misma pendiente la curva de precipitación para una duración de 24 hr. obtenemos la precipitación para esta duración. La curva se trazó con los siguientes puntos:

Tiempo min.	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
Intensidad mm/hr.	90.0	63.0	62.0	58.5	51.0	44.0	39.0	31.5	25.9	21.9
Precipita- ción mm.	7.5	10.5	15.5	19.5	25.5	33	39	42	43.1	43.8

En la curva, se calculó la precipitación para 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12 y 24 hr. representándola en porcentaje, se obtiene el por ciento de precipitación para las horas antes mencionadas y multiplicándolas por la precipitación de la lluvia de proyecto, obtenemos las precipitaciones para diferentes horas.



4

Tiempo Horas	Precip. Lluvia Corrales	% de Precip.	Precipitación de la lluvia de proyecto				
			tr = 1 año	tr = 5 años	tr=10 años	tr=15 años	tr=20 años
0 - 1	39.00	70.9	31.91	41.79	47.83	51.36	53.67
1 - 2	43.80	79.6	35.82	46.92	53.70	57.66	60.48
2 - 3	45.25	82.3	37.04	48.51	55.52	59.62	62.53
3 - 4	46.50	84.5	38.03	49.80	57.00	61.21	64.20
4 - 5	47.50	86.4	38.88	50.92	58.29	62.59	65.65
5 - 6	48.30	87.8	39.51	51.75	59.23	63.60	66.71
6 - 12	51.80	94.2	42.39	55.52	63.55	68.24	71.57
12 - 24	55.00	100.0	45.00	58.94	67.46	72.44	75.98

4.2.1. Avenida con un Tr = 1 año.

La precipitación de la lluvia de proyecto, la transformaremos a pulgadas, sacaremos los incrementos, los ordenaremos en la forma 6, 4, 3, 1, 2, 5 y posteriormente calcularemos la nueva lluvia acumulada, todo esto se indica en la tabla siguiente:

Tiempo Horas	Lluvia Acumulada	Incremento de la lluvia	Incr. de la lluvia ordenada	Nueva lluvia acumulada
0 - 1	1.256	1.256	0.025	0.025
1 - 2	1.410	0.154	0.039	0.064
2 - 3	1.458	0.048	0.048	0.112
3 - 4	1.497	0.039	1.256	1.360
4 - 5	1.531	0.034	0.154	1.512
5 - 6	1.556	0.025	0.034	1.556
6 - 12	1.669	0.113	0.113	1.669
12 - 24	1.772	0.103	0.103	1.772

Para determinar el número N que representa el complejo suelo-cubierta vegetal, es necesario conocer el grupo hidrológico del suelo, la condición para la infiltración y el tipo de cubierta vegetal de la cuenca. Con los datos anteriores en la pág. 457 del libro "Diseño de Presas Pequeñas" se determinó N = 83.

$$S = \frac{1,000}{N} - 10 = 2.0482$$

El escurrimiento acumulado se calcula con la fórmula

$$Q = \frac{(P - 0.25)^2}{P + 0.05} \frac{(P - 0.4096S)^2}{P - 1.6304S}$$

Tiempo en días	Incremento Lluvia	Lluvia Acumulada	Ecurri - miento acumulado	Incremento	Incremento de las pérdidas
0 - 1	0.025	0.025	---	---	0.025
1 - 2	0.039	0.064	---	---	0.039
2 - 3	0.048	0.112	---	---	0.048
3 - 4	1.256	1.368	0.305	0.305	0.951
4 - 5	0.154	1.522	0.391	0.086	0.068
5 - 6	0.034	1.556	0.411	0.020	0.014
6 - 12	0.113	1.669	0.480	0.069	0.044
12 - 24	0.103	1.772	0.544	0.064	0.039

No se tomó en cuenta lo descrito en el inciso vc, por considerarse la arcilla totalmente saturada, ya que las máximas avenidas se presentan a mediados de las épocas de lluvia.

De un mapa de la Comisión Cartográfica Militar se determinó la  
cuencia del Villachuato, teniendo ésta una superficie de 303 km<sup>2</sup>  
una longitud de 73.6 km y un desnivel máximo de 365 m.

$$A = 303 \text{ km}^2 = 116.99 \text{ millas}^2$$

$$L = 73.6 \text{ km} = 45.733 \text{ millas}$$

$$H = 365 \text{ m.} = 1197.5 \text{ pies}$$

$$T_0 = \left( \frac{11.9 \times 45.733^3}{1197.5} \right)^{0.385} = 14.012$$

$$T_c = 14 \text{ hr.}$$

Para D = 1 hr

$$T_p = \frac{1}{2} + 0.6 (14) = 8.9 \text{ hr.}$$

$$T_b = 2.67 \times 8.9 = 23.76 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{8.9} = 6362 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

Para D = 6 hr

$$T_p = \frac{6}{2} + 0.6 (14) = 11.4$$

$$T_b = 2.67 \times 11.4 = 30.44 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{11.4} = 4967 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

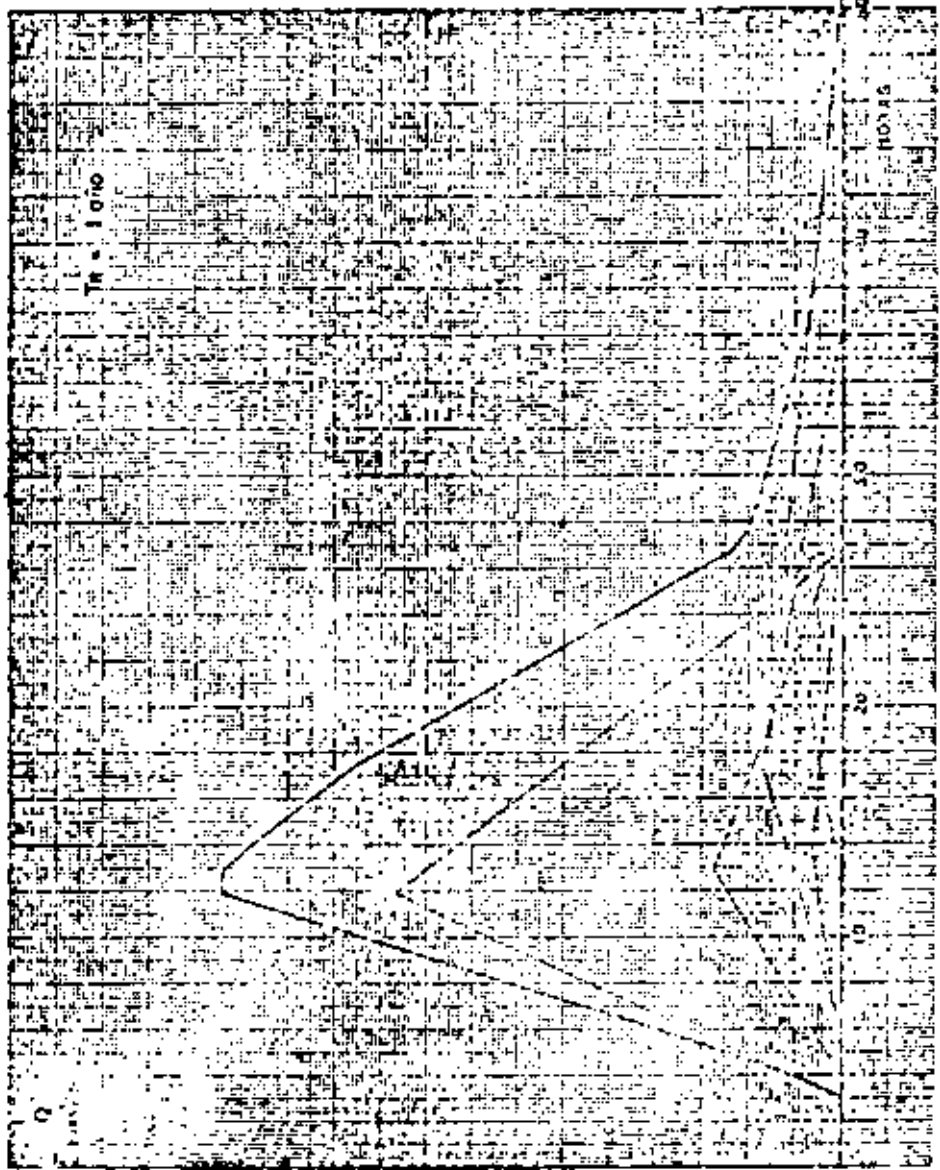
Para D = 12 hr

$$T_p = \frac{12}{2} + 0.6 (14) = 14.4 \text{ hr.}$$

$$T_D = 2.67 \times 14.4 = 38.45$$

$$q_p = \frac{484 \times 116.99 \times 1}{14.4} = 3\,932 \text{ piés}^3/\text{seg.}$$

Tiempo Horas	Incremento de escurr. plg.	$q_p$ para 1 plg.	$q_p$ para los in- crementos de - escurrimiento	Hidrograma de los incremen.		
				Hora del Princip.	Hora del Máximo	Hora del Final
0 - 1	---	6 362	---	0	0.9	23.76
1 - 2	---	6 362	---	1	9.9	24.76
2 - 3	---	6 362	---	2	10.9	25.76
3 - 4	0.305	6 362	1 940	3	11.9	26.76
4 - 5	0.086	6 362	547	4	12.9	27.76
5 - 6	0.020	6 362	127	5	13.9	28.76
6 - 12	0.069	4 967	343	6	17.4	36.41
12 - 24	0.064	3 932	252	12	20.4	50.45



TR - 1070

1070

1070



4.2.2 Avenida con un  $T_r = 5$  años

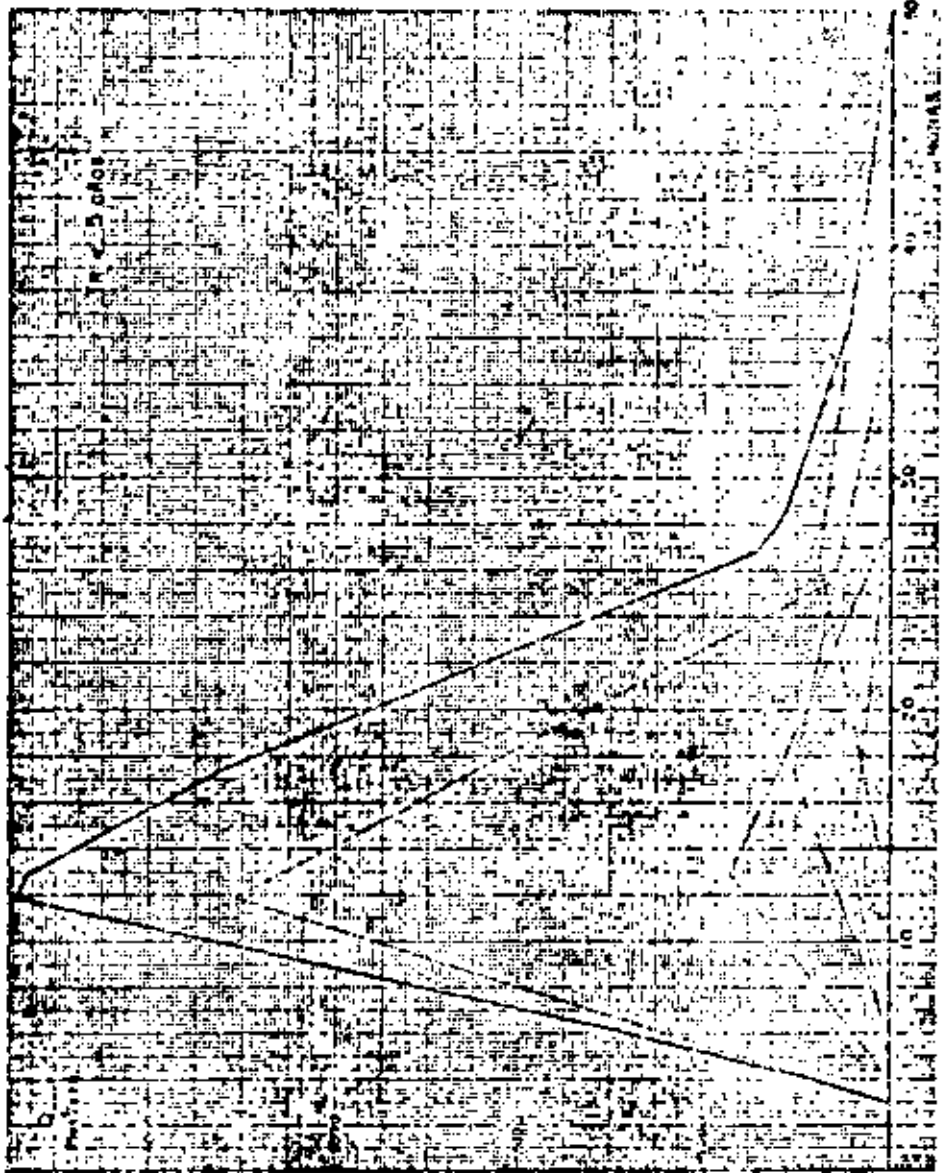
Tiempo Horas	Lluvia Acumulada	Incremento de la lluvia	Incremento de la lluvia ordenada	Nueva lluvia acumulada
0 - 1	1.645	1.645	0.032	0.032
1 - 2	1.847	0.202	0.051	0.083
2 - 3	1.910	0.063	0.063	0.146
3 - 4	1.961	0.051	1.645	1.791
4 - 5	2.005	0.044	0.202	1.993
5 - 6	2.037	0.032	0.044	2.037
6 - 12	2.186	0.149	0.149	2.186
12 - 24	2.320	0.134	0.134	2.320

11

Tiempo Horas	Incremento lluvia	Lluvia Acumulada	ESCURRIMIENTO		Incremento de Pérdidas
			Acumulado	Incremento	
0 - 1	0.032	0.032	---	---	0.032
1 - 2	0.051	0.083	---	---	0.051
2 - 3	0.063	0.146	---	---	0.063
3 - 4	1.645	1.791	0.556	0.556	1.009
4 - 5	0.202	1.993	0.690	0.134	0.060
5 - 6	0.044	2.037	0.721	0.031	0.013
6 - 12	0.149	2.186	0.825	0.104	0.045
12 - 24	0.134	2.320	0.922	0.097	0.037

Tiempo Horas	Incremento de escurr. plg.	qp para 1 plg.	qp para los incrementos de escurr.	Hora del Principio	Hora del máximo	Hora del final
0 - 1	---	6 362	---	0	8.9	23.76
1 - 2	---	6 362	---	1	9.9	24.76
2 - 3	---	6 362	---	2	10.9	25.76
3 - 4	0.556	6 362	3 537	3	11.9	26.76
4 - 5	0.134	6 362	853	4	12.9	27.76
5 - 6	0.031	6 362	197	5	13.9	28.76
6 - 12	0.104	4 967	517	6	17.4	36.40
12 - 24	0.097	3 932	381	12	26.4	50.45

12  
60



STANDARD

10000000

STANDARD

4.2.3 Avenida con un Tr = 10 años

Tiempo	Lluvia Acumulada	Incremento De la lluvia	Incremento De la lluvia ordenada	Nueva lluvia acumulada
0 - 1	1.883	1.883	0.037	0.037
1 - 2	2.114	0.231	0.055	0.092
2 - 3	2.189	0.075	0.075	0.167
3 - 4	2.244	0.055	1.883	2.050
4 - 5	2.295	0.051	0.231	2.281
5 - 6	2.332	0.037	0.051	2.332
6 - 12	2.502	0.170	0.170	2.502
12 - 24	2.656	0.154	0.154	2.656

15

Tiempo	Incremento lluvia	Lluvia acumulada	ESCURRIMIENTO		Incremento De pérdidas
			acumulado	incremento	
0 - 1	0.037	0.037	---	---	0.037
1 - 2	0.055	0.092	---	---	0.055
2 - 3	0.075	0.167	---	---	0.075
3 - 4	1.883	2.050	0.729	0.729	1.154
4 - 5	0.231	2.281	0.893	0.164	0.067
5 - 6	0.051	2.332	0.931	0.038	0.013
6 - 12	0.170	2.502	1.057	0.126	0.040
12 - 24	0.154	2.656	1.175	0.118	0.036

Tiempo Horas	Incremento de escurrimiento plg.	qp para 1 plg	qp para los incrementos de escurr.	Hora del principio	Hora del máximo	Hora del final
0 - 1	---	6 362	---	0	8.9	23.76
1 - 2	---	6 362	---	1	9.9	24.76
2 - 3	---	6 362	---	2	10.9	25.76
3 - 4	0.729	6 362	4 638	3	11.9	26.76
4 - 5	0.164	6 362	1 043	4	12.9	27.76
5 - 6	0.030	6 362	242	5	13.9	28.76
6 - 12	0.126	4 967	626	6	17.4	36.44
12 - 24	0.218	3 932	464	12	26.4	50.45

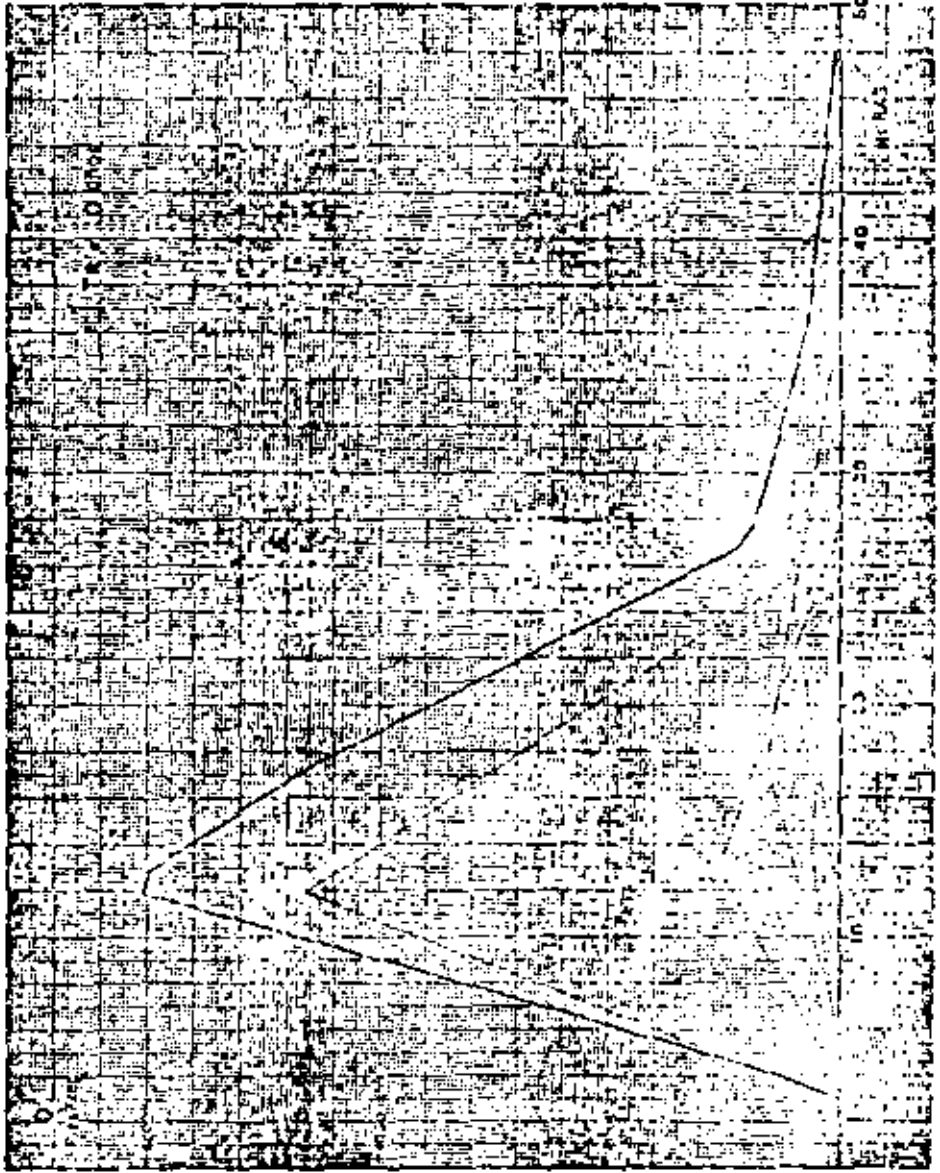


Figure 2

Figure 3

Figure 4

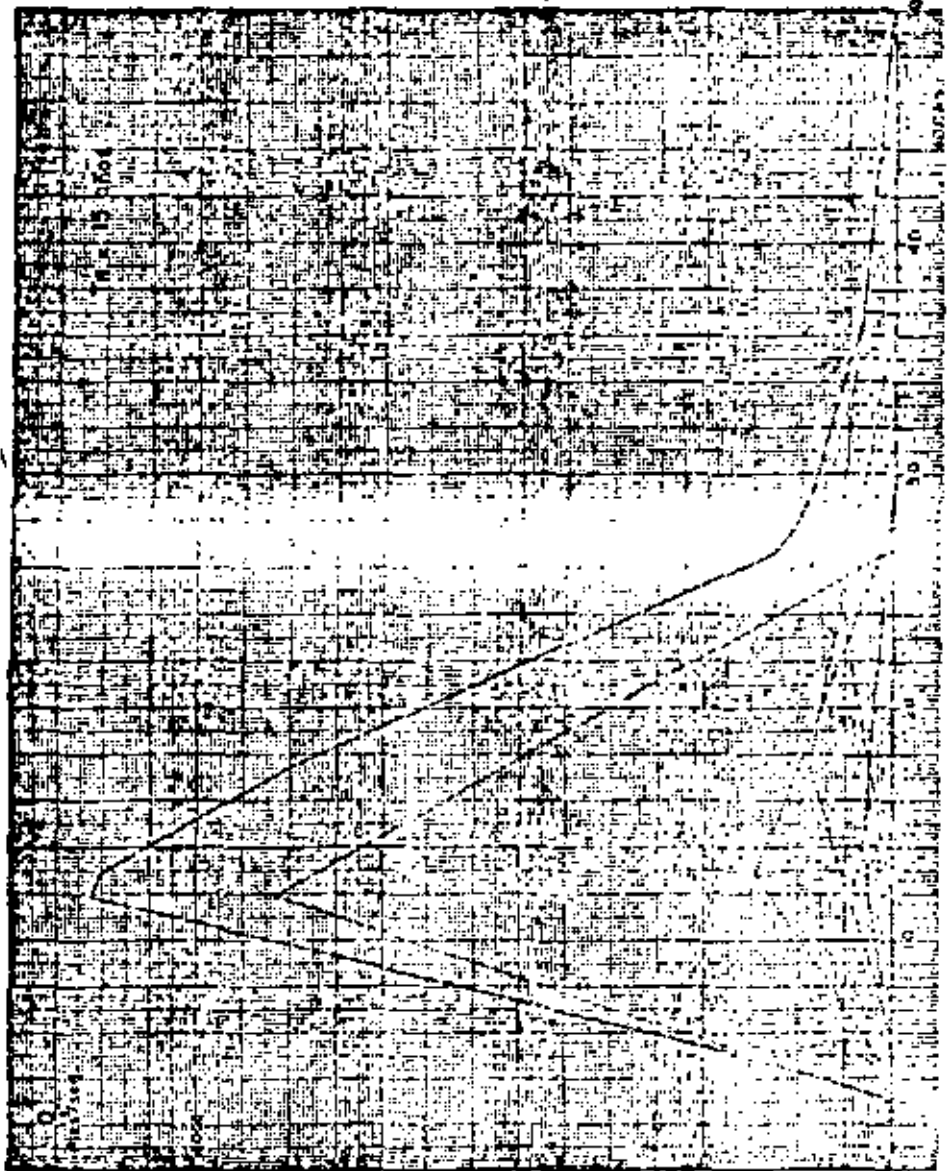


4.2.4 Avenida con un  $T_r = 15$  años

Tiempo horas	Lluvia Acumulada	Incremento De la lluvia	Incremento lluvia ordenada	Nueva lluvia acumulada
0 - 1	2.022	2.022	0.040	0.040
1 - 2	2.270	0.248	0.063	0.103
2 - 3	2.347	0.077	0.077	0.180
3 - 4	2.410	0.063	2.022	2.202
4 - 5	2.464	0.054	0.248	2.450
5 - 6	2.504	0.040	0.054	2.504
6 - 12	2.687	0.183	0.183	2.687
12 - 24	2.852	0.165	0.165	2.852

Tiempo Horas	Incremento lluvia	Lluvia Acumulada	ESCURRIMIENTO		Incremento de pérdidas
			Acumulado	Incremento	
0 - 1	0.040	0.040	---	---	0.040
1 - 2	0.063	0.103	---	---	0.063
2 - 3	0.077	0.180	---	---	0.077
3 - 4	2.022	2.202	0.836	0.836	1.186
4 - 5	0.240	2.450	1.018	0.182	0.066
5 - 6	0.054	2.504	1.059	0.041	0.013
6 - 12	0.183	2.687	1.199	0.140	0.043
12 - 24	0.165	2.852	1.320	0.129	0.016

Tiempo	Incremento de escurr. plg.	Q <sub>p</sub> para 1 plg.	Q <sub>p</sub> para los Incr. de escurr.	Hidrograma de los incren.		
				Hora del Principio	Hora del Máximo	Hora del Final
0 - 1	---	6 362	---	0	8.9	23.76
1 - 2	---	6 362	---	1	9.9	24.76
2 - 3	---	6 362	---	2	10.9	25.76
3 - 4	0.036	6 362	5 319	3	11.9	26.76
4 - 5	0.182	6 362	1 158	4	12.9	27.76
5 - 6	0.041	6 362	261	5	13.9	28.76
6 - 12	0.140	4 967	695	6	17.4	6.44
12 - 24	0.129	3 932	507	12	26.4	0.45



Scale 1:100

SECTION

SECTION

4.2.5 Avenida con un tr = 20 años

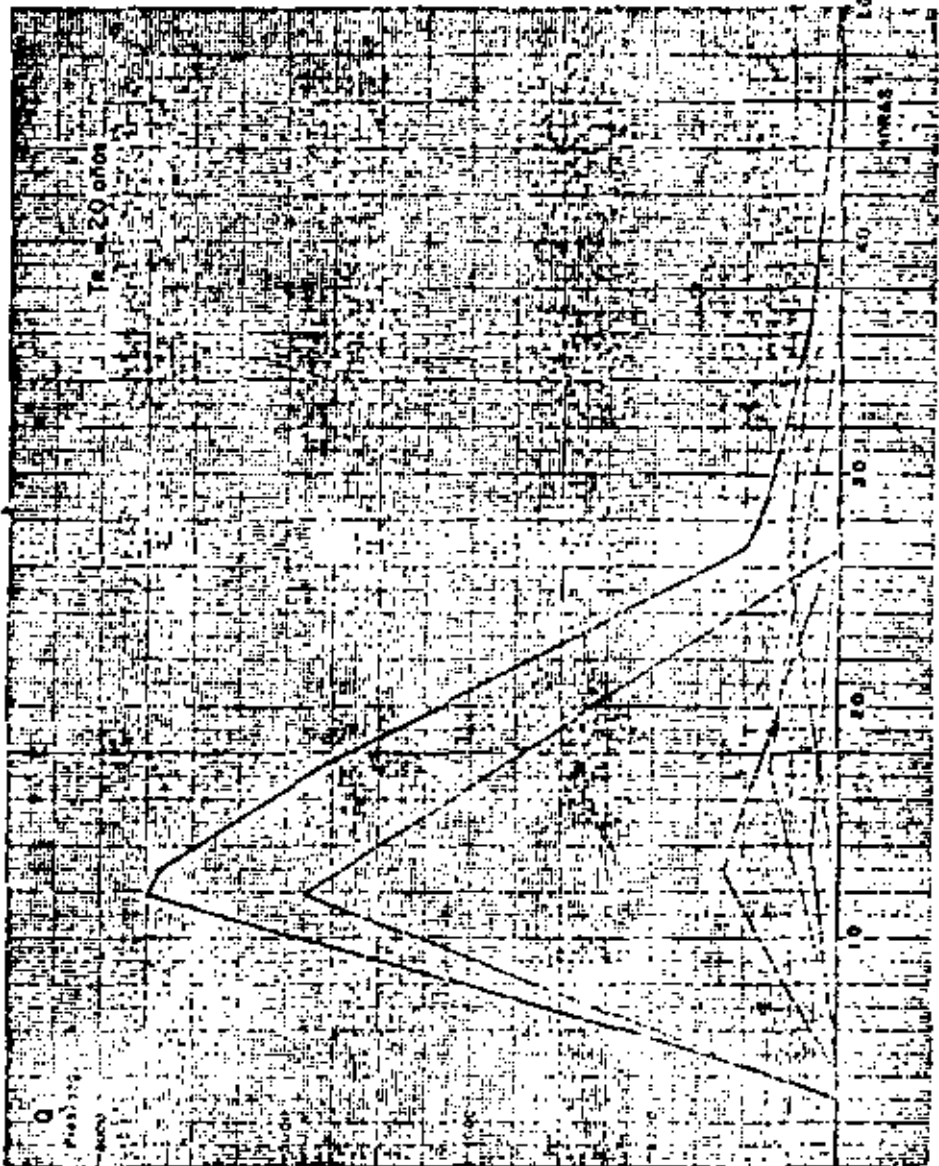
tiempo	Lluvia Acumulada	Incremento De la lluvia	Incremento de la lluvia ordenada	Nueva lluvia acumulada
0 - 1	2.121	2.121	0.041	0.041
1 - 2	2.381	0.260	0.066	0.107
2 - 3	2.462	0.081	0.081	0.188
3 - 4	2.528	0.066	2.121	2.309
4 - 5	2.585	0.057	0.260	2.569
5 - 6	2.626	0.041	0.057	2.626
6 - 12	2.818	0.192	0.192	2.818
12 - 24	2.991	0.173	0.173	2.919

23

16

Tiempo Horas	Incremento lluvia	Lluvia Acumulada	DESCUARRINIEMTO		Incremento De pérdidas
			Acumulado	Incremento	
0 - 1	0.041	0.041	---	---	0.041
1 - 2	0.066	0.107	---	---	0.066
2 - 3	0.081	0.188	---	---	0.081
3 - 4	2.121	2.309	0.914	0.914	1.207
4 - 5	0.260	2.569	1.108	0.194	0.066
5 - 6	0.057	2.626	1.152	0.044	0.013
6 - 12	0.192	2.818	1.301	0.149	0.043
12 - 24	0.173	2.991	1.439	0.138	0.035

Tiempo Horas	Incremento de escurr. pig.	Q <sub>p</sub> para 1 pig.	Q <sub>p</sub> para los Incr. de escurrim.	Hora del principio	Hora del Máximo	Hora del Final
0 - 1	---	6 362	---	0	8.9	23.76
1 - 2	---	6 362	---	1	9.9	24.76
2 - 3	---	6 362	---	2	10.9	25.76
3 - 4	0.914	6 362	5 815	3	11.9	26.76
4 - 5	0.194	6 362	1 234	4	12.9	27.76
5 - 6	0.044	6 362	280	5	13.9	28.76
6 - 12	0.149	4 967	740	6	17.4	36.44
12 - 24	0.138	3 932	543	12	26.4	50.45



-----



5. Protección contra inundaciones provocadas por precipitaciones ocurridas en el propio Valle.

Este problema se resuelve únicamente con la estación de bombeo en coordinación con las compuertas, ya que éstas dan libre paso a las aguas hacia el río Lerma, cuando éste lo permite, o sea, cuando el nivel de la SLA del río tiene una cota menor que la SLA retenida en el Valle.

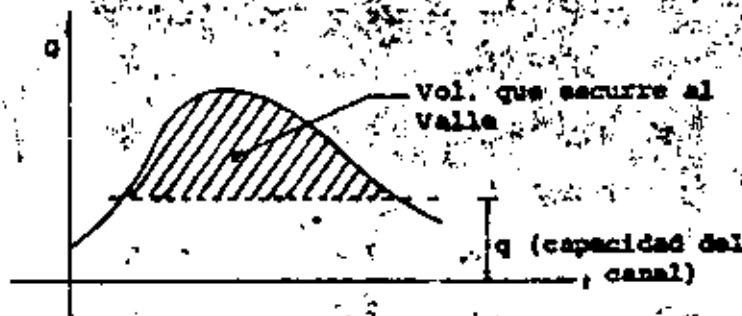
Se cuenta con las precipitaciones máximas diarias de mayo a septiembre de 1945 a 1974 (30 años) registradas en la estación climatológica de Angamacutiro, Mich. proporcionadas por la Oficina de Geografía y Meteorología de la S.A.G. Se tomaron los datos de esta estación, ya que la estación controlada por la S.R.H. en la actualidad se encuentra clausurada y tenía registros en un período de tiempo de escasos dos años, cabe mencionar que a una estación climatológica se le considera representativa de un área de 25 km<sup>2</sup>, pero a falta de éstas, los datos los consideraremos representativos del Valle.

De los datos disponibles, se hicieron trenes de 10 días de lluvia máximos anuales, para en el capítulo posterior calcular los daños que ocasionan en el Valle estos trenes, para diferentes tiempos de retorno juntamente con las avenidas del Villachuato. Los trenes se muestran a continuación y la precipitación de estos está en forma decreciente.

Número de orden	Precipitación mm.	Fecha del inicio	T <sub>r</sub>	
1	179.0	21 julio	1959	30
2	176.7	22 agosto	1967	15
3	171.3	8 sept.	1947	10
4	168.6	24 junio	1958	7.5
5	163.9	30 junio	1961	6
6	155.0	24 julio	1963	5
7	153.9	19 junio	1971	4.29
8	151.6	30 agosto	1962	3.75
9	148.6	13 julio	1948	3.33
10	143.7	1 julio	1950	3
11	139.4	17 julio	1966	2.73

Número de orden	Precipitación mm	Fecha del inicio	K	T
12	137.8	22 sept.	1970	2.5
13	137.2	5 julio	1965	2.31
14	134.1	19 junio	1968	2.14
15	131.7	12 sept.	1952	2
16	125.1	27 junio	1983	1.07
17	122.0	7 julio	1969	1.76
18	121.9	29 junio	1974	1.67
19	120.4	29 junio	1945	1.58
20	119.9	26 julio	1955	1.5
21	119.8	24 julio	1923	1.43
22	118.2	20 sept.	1957	1.36
23	116.3	18 julio	1972	1.3
24	107.3	16 junio	1954	1.25
25	106.2	26 agosto	1964	1.2
26	105.9	25 junio	1951	1.15
27	105.8	7 agosto	1948	1.11
28	101.4	13 julio	1949	1.07
29	93.8	2 julio	1960	1.03
30	91.4	9 julio	1956	1

bles para diferentes  $T_r$ , para esto basta restar la capacidad del Canal Alto a los hidrogramas de las avenidas tal como se muestra en la siguiente figura.



Capacidad del Canal Alto 0 m<sup>3</sup>/seg.

$T_r$	Area	Esc. Q	Esc. Tiempo	Vol. 10 <sup>6</sup> pies <sup>3</sup>	Vol. m <sup>3</sup> .
1	102.8	200	7 200	148.032	4 191.8
5	139.4	250	7 200	250.092	7 081.8
10	111.0	400	7 200	319.680	9 052.4
15	125.4	400	7 200	361.152	10.226.7
20	108.7	500	7 200	391.132	11.075.7

Capacidad del Canal Alto 40 m<sup>3</sup>/seg. (1 413 pies<sup>3</sup>/seg)

1	23.8	200	7 200	34.272	970.5
5	66.0	250	7 200	118.800	3 364.1
10	62.3	400	7 200	179.424	5 080.7
15	75.9	400	7 200	218.592	6 189.9
20	67.7	500	7 200	243.720	6 901.4

Capacidad del Canal Alto 120 m<sup>3</sup>/seg. (4 238 pies<sup>3</sup>/seg.)

Tr	Area	Esc.C	Esc.tiempo	Vol.10 <sup>6</sup> pies <sup>3</sup>	Vol. m <sup>3</sup> x 10 <sup>3</sup>
1	0	200	7 200	0	0
5	2.2	250	7 200	3.960	112.1
10	10.8	400	7 200	31.204	880.8
15	19.8	400	7 200	57.024	1 614.7
20	21.0	500	7 200	75.600	2 140.8

Las precipitaciones diarias las multiplicaremos por el área del Valle (7 500 Ha) y obtendremos los volúmenes de agua diarios que se presentan en el Valle debido a la lluvia. Estos volúmenes juntamente con los volúmenes aportados por el Arroyo Villachuato deben ser evacuados del Valle por la planta de bombeo. Las capacidades de 8, 12 y 16 m<sup>3</sup>/seg. de las plantas de bombeo, pueden bombearse volúmenes de 691.2, 1036.8 y 1382.4 miles de m<sup>3</sup> diarios respectivamente. El volumen almacenado dentro del Valle será el volumen que capta por las lluvias más el volumen aportado por el Villachuato menos el volumen que pueda extraerse con el equipo de bombeo.

El volumen que nos interesa es el máximo que puede llegar a almacenarse durante 72 hr. Todos estos cálculos se muestran en las siguientes tablas, para diferentes alternativas con diferentes Tr.

Capacidad Canal Alto de el/seg.

Pr = 2 seg

Julio 1957	Alcance de lluvia en.	Valores de lluvia en milímetros.	Apertura del vertedero en milímetros.	Capacidad hombre 100/2		Capacidad hombre 150/2		Capacidad hombre 10 al/2	
				Valores Anticipados	Valores Alcanzados	Valores Anticipados	Valores Alcanzados	Valores Anticipados	Valores Alcanzados
9	10.0	907.5		891.2	176.2	907.5	0	907.5	0
10	10.0	1 001.5		891.2	600.1	1 000.0	90.2	1 000.0	0
11	3.7	873.5		891.2	300.4	100.7	0	873.5	0
12	1.1	811.5		890.9	0	0	0	811.5	0
13	21.8	1 027.0	870.2	891.0	1 000.0	1 000.0	1 001.7	1 000.0	1 025.6
14	100.0	0		891.1	1 215.0*	1 000.0	800.0	1 215.0	0
15	10.0	730.0		891.0	1 270.0	1 000.0	127.0*	730.0	0
16	0.0	600.0		891.2	1 200	0	0	600.0	0
17	6.1	497.5		891.2	900.0	0	0	497.0	0
18*	0.0	907.5		891.2	975.0	907.0	0	907.5	0

capacidad de hombre

0 12 16

\* estos valores se usan que para llegar a alcanzarlos en el valle durante 72 hr.

1 215.0 807.0

302 0 20 0

\* Los precipitaciones de los días siguientes a la noche en que termina el tracto de lluvia o alcanzados en el valle en valores menores que el que está en la tabla son anteriores (\*). Lo mismo ocurrió con las demás lluvias de diferentes tiempos de retorno.

Capacidad Canal Alto 40 m³/seg.

Tv = 12 años

Septiembre 1947	Alzada de lluvia en m.	Volumen de lluvia en m³.	Apertura del Verticadero en m³/seg.	Cap. de bombas 8 m³/seg.		Cap. de bombas 12 m³/seg.		Cap. de bombas 16 m³/seg.	
				Volumen Entradas	Volumen Salidas	Volumen Entradas	Volumen Salidas	Volumen Entradas	Volumen Salidas
0	29.5	1 997.0		001.0	045.3	1 046.0	100.7	1 302.4	193.1
0	1.3	107.0		001.1	112.4	000.1	0	157.4	0
10	00.0	1 020.0		001.1	0 091.4	1 016.0	1 097.7	1 202.4	1 047.0
11	0.9	433.0		001.1	2 013.7	1 016.0	1 346.5	1 202.4	077.7
13	43.0	2 200.7	0 000.7	001.2	10 204.7	1 016.0	0 075.2	1 202.4	7 430.3
13	11.0	043.0		001.7	10 040.0	1 000.0	0 131.0	1 202.4	7 100.0
14	3.1	101.0		001.7	7 023.7	1 000.0	7 001.7	1 202.4	0 123.7
15	13.7	1 177.0		001.2	10 400.0	1 000.0	7 702.4	1 202.4	0 100.0
16	7.2	077.0		001.2	10 204.7	1 016.0	7 110.1	1 202.4	4 077.0
17	10.3	1 402.0		001.2	11 010.1	1 000.0	7 000.1	1 202.4	4 100.0
				001.2	10 121.0		0 047.0	1 202.4	1 001.0

Capacidad de bombas

0 12 16

Volumen volumen de agua que puede llegar a almacenamiento en el valle durante 12 dñ.

10 104.0 1 011.7 1 011.7

Sumatoria de bombas

1 000 1 220 100

Capacidad Canal Alto 08 m<sup>3</sup>/seg.

T<sub>1</sub> = 12 años

Año 1947	Altura de lluvia m.	Volumen de lluvia mil de m <sup>3</sup> .	Aportación del Villacheco mil de m <sup>3</sup> .	Cap. de bombeo 8 m <sup>3</sup> /seg.		Cap. de bombeo 11 m <sup>3</sup> /seg.		Cap. de bombeo 16 m <sup>3</sup> /seg.	
				Volumen Extraída	Volumen Almacenado	Volumen Extraída	Volumen Almacenado	Volumen Extraída	Volumen Almacenado
22	6.7	437.5		437.5	0	437.5	0	437.5	0
23	0	0		0	0	0	0	0	0
24	1.9	142.5		142.5	0	142.5	0	142.5	0
25	22.5	2 437.5		001.7	1 104.3	1 026.0	1 426.3	1 201.0	1 201.0
26	Imp.	0		001.7	1 026.1	1 026.0	142.5	1 026.1	0
27	02.1	4 472.5	0 200.0	001.7	11 236.3	1 026.0	10 100.1	1 201.0	0 400.0
28	21.7	1 702.0		001.7	12 127.6	1 026.0	10 023.1	1 201.0	0 020.1
29	20.1	2 217.5		001.7	13 002.9	1 026.0	12 025.0	1 201.0	10 422.0
30	Imp.	0		001.7	13 112.7	1 026.0	11 029.1	1 201.0	0 201.0
31	22.2	1 762.3		001.7	14 104.0	1 026.0	11 104.0	1 201.0	0 071.0
				001.7	15 002.0	1 026.0	10 100.0	1 201.0	0 200.1

Capacidad de bombeo	0	12	20
Sumación volumen de agua que puede llegar a almacenarse en el valle durante 72 hr.	12 112.7	11 020.1	9 426.0
Anticipos almacenados	2 020	1 020	1 200

Capacidad Canal alta 40 m/seg.

10 x 25 años

Julio 1991	Altura de lluvia m.	Velocidad de lluvia m/s	Aproximación del volumen de lluvia m³	Cap. de bombeo 8 m/seg.		Cap. de bombeo 12 m/seg.		Cap. de bombeo 16 m/seg.	
				Volumen Extracción	Volumen Almacenado	Volumen Extracción	Volumen Almacenado	Volumen Extracción	Volumen Almacenado
11	9.0	720.0	001.0	02.0	720.0	0	719.0	0	0
22	0	0	00.0	0	0	0	0	0	0
23	02.2	4 097.0	002.0	3 964.0	2 020.0	2 020.0	1 203.4	2 279.2	1 280.0
24	10.0	3 307.0	002.0	4 642.0	1 020.0	3 622.0	2 203.4	1 280.0	1 280.0
25	12.0	300.0	002.0	4 070.0	1 020.0	3 050.0	2 203.4	1 000.0	1 000.0
26	22.0	3 112.0	002.0	10 090.0	1 020.0	14 730.0	1 203.4	13 234.0	13 234.0
27	2.2	90.0	002.0	11 070.0	1 020.0	12 700.0	1 203.4	12 041.0	12 041.0
28	0.2	0	002.0	14 000.0	1 020.0	13 720.0	1 203.4	10 000.0	10 000.0
29	2.2	100.0	002.0	14 200.0	1 020.0	13 000.0	1 203.4	9 000.0	9 000.0
30	4.2	020.0	002.0	14 000.0	1 020.0	11 700.0	1 203.4	0 520.0	0 520.0
Exposición de bombeo				0	22	11	11		
Volumen almacenado en 12 m/seg. y 16 m/seg. durante 12 h.				14 000.0	11 700.0	14 000.0	1 200.0		
Volumen almacenado				3 100	2 000	1 200	1 200		

34



Capacidad Canal Alto 120 cfs/mg.  
 y cap. bombeo 12 cfs/mg.

$V_d = 1.476$	Volúmen de Llenado Alto 21.	aportación del Villarrubio Alto 21.	Volúmen de aportación Alto 21.	Volúmen Almacenado Alto 21.	$V_d = 1.476$ Alto	Volúmen de Llenado Alto 21.	aportación del Villarrubio Alto 21.	Volúmen de aportación Alto 21.	Volúmen Almacenado Alto 21.
8	947.6		947.6	0	20	798.0		798.0	0
10	1 091.0		1 091.0	143.4	25	1 942.0		1 091.0	949.0
11	877.0		104.7	0	26	426.0		1 091.0	949.0
12	612.0		412.5	0	27	798.0		1 091.0	61.3
13	1 427.5	0	1 424.8	262.7	28	337.0		100.0	0
14	0		596.7	0	29	1 142.0	112.1	1 091.0	1 000.1
15	740.0		740.0	0	30	120.0		1 091.0	740.0
16	800.0		800.0	0	31	437.0		1 091.0	800.0
17	657.0		657.0	0	1	2 000.0		1 091.0	1 154.0
18	607.0		607.0	0	2	1 100.0		1 091.0	1 000.0
									1 211.0

35

Cantidad Canal Alto 120 m<sup>3</sup>/seg.  
 y caudales menores 12 m<sup>3</sup>/seg.

T <sub>1</sub> = 10 años día	Valores de límite miles m <sup>3</sup>	Aparición del villabamba miles m <sup>3</sup>	Valores de extracción miles m <sup>3</sup>	Valores almacenados miles m <sup>3</sup>	T <sub>2</sub> = 15 años día	Valores de límite miles m <sup>3</sup>	Aparición del villabamba miles m <sup>3</sup>	Valores de extracción miles m <sup>3</sup>	Valores almacenados miles m <sup>3</sup>
8	1 887.4		1 036.0	851.4	21	427.5		427.5	0
9	1 887.4		851.4	0	22	0		0	0
10	1 036.0		1 036.0	1 001.2	24	342.5		342.5	0
11	412.0		1 036.0	1 000.9	25	1 427.5		1 427.5	1 000.7
12	1 342.3	400.0	1 036.0	0 475.4	26	0		1 036.0	342.9
13	192.5		1 036.0	0 321.1	27	4 072.0	1 014.7	1 036.0	1 014.3
14	157.5		1 036.0	1 421.0	28	1 702.5			1 342.0
15	1 112.5		1 036.0	1 002.5	29	1 257.0		1 036.0	1 000.7
16	372.1		1 036.0	1 122.1	30	0		1 036.0	0 402.4
17	1 401.5		1 036.0	1 406.9	31	1 342.1		1 036.0	1 100.4

Capacidad Canal Alto 120 m<sup>3</sup>/seg.  
y capacidad Bombeo 12 m<sup>3</sup>/seg.

Tr = 20 años

día	Volumen de lluvia miles M <sup>3</sup> .	Aportación del Villachuato miles M <sup>3</sup> .	Volumen de Extracción miles M <sup>3</sup> .	Volumen Almacenado miles M <sup>3</sup> .
21	735.0		735.0	0
22	0		0	0
23	4 657.5		1 036.8	3 020.7
24	1 387.5		1 036.8	3 971.4
25	105.0		1 036.8	3 039.6
26	5 812.5	2 140.8	1 036.8	9 956.1
27	90.0		1 036.8	9 009.3
28	0		1 036.8	7 972.5*
29	165.0		1 036.8	7 100.7
30	472.5		1 036.8	6 536.4

Tiempo de retorno	1	5	10	15	20
* Máximo volumen de agua que puede llegar a almacenarse en el valle durante 72 hr.	0	1 154.9	3 451.8	6 463.9	7 972.5
Hectáreas afectadas.	0	150	432	904	1 300

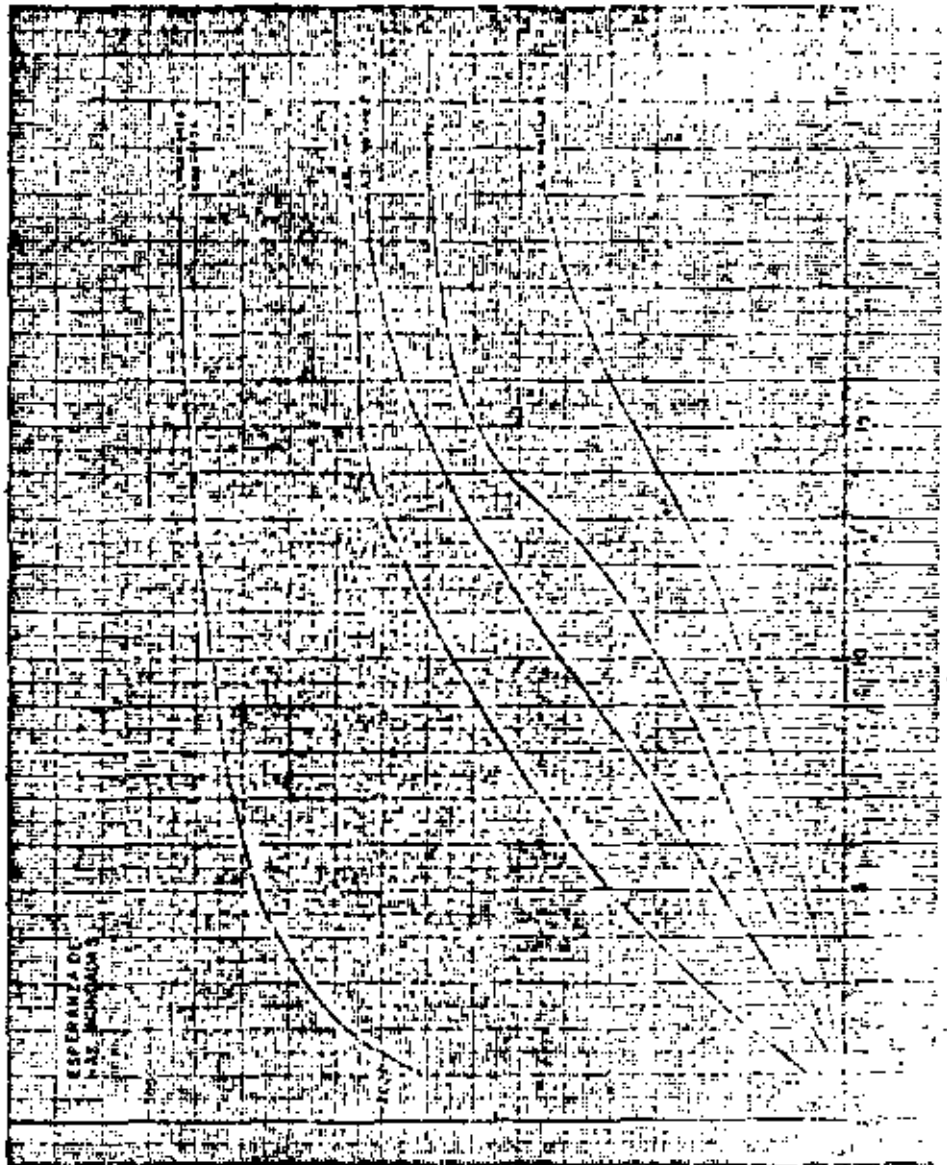
37

Consideraremos ahora que no existe planta de bombeo ni Canal Alto de Derivación, dejando el borde de protección contra inundaciones del río Lerma y calcularemos las hectáreas dañadas por los frentes de lluvia y avenidas del Villachuato, con diferentes tiempos de retorno.

Tiempo de retorno	1	5	10	15	20
Volumen de lluvia (miles m <sup>3</sup> )	6 855	11 625	12 847.5	13 402.5	13 425
Volumen Villachuato (miles m <sup>3</sup> )	4 191.8	7 061.8	9 052.4	10 226.7	11 075.7
Volumen total (miles m <sup>3</sup> )	11 046.8	18 706.8	21 899.9	23 629.2	24 500.7
Hectáreas afectadas	1 820	2 540	2 730	2 840	2 880

De acuerdo con los diferentes tipos de cultivo que se realizan actualmente en el Valle y sus respectivos costos, se estimó el costo promedio por hectárea en \$ 100.00. El daño se obtiene al multiplicar las hectáreas afectadas por \$ 100.00. En la siguiente tabla están resumidos todos los daños para las diferentes alternativas.

T <sub>2</sub>	Concepto	Inundaciones del Loma sin bordo.	Con bordo C.C.A. 0 C.B. 0	Con bordo C.C.A. 40 C.B. 8	Con bordo C.C.A. 40 C.B. 12	Con Lado C.C.A. 40 C.B. 16	Con bordo C.C.A. 120 C.B. 22
1	Nas. inundadas y daño	1 450 13 200 000	1 820 14 560 000	142 1 296 000	10 80 000	0 0	0 0
5	Nas. inundadas y daño	4 850 13 800 000	2 540 20 320 000	1 000 8 000 000	322 4 176 000	340 2 720 000	158 1 264 000
10	Nas. inundadas y daño	5 950 47 600 000	2 730 21 840 000	1 490 13 820 000	1 220 9 760 000	786 6 288 000	432 3 456 000
15	Nas. inundadas y daño	6 500 52 000 000	2 840 22 720 000	2 090 16 720 000	1 820 14 560 000	1 580 12 640 000	908 7 232 000
20	Nas. inundadas y daño	8 500 52 000 000	2 880 23 040 000	2 140 17 120 000	2 070 16 560 000	1 780 14 240 000	1 200 10 400 000
Costo del Canal Alto y Planta de Bombeo				16 000 000	22 000 000	28 000 000	38 000 000
Costo de la primera planta de bombeo de 8 m <sup>3</sup> /seg.					\$ 10 000 000		
Costo del Canal Alto 40 m <sup>3</sup> /seg.					6 000 000		
Costo de la ampliación de la planta en 4 m <sup>3</sup> /seg.					6 000 000		
Costo de la ampliación de la planta en 8 m <sup>3</sup> /seg.					12 000 000		
Revestimiento del canal y ampliación de la planta en 4 m <sup>3</sup> /seg.					12 000 000		

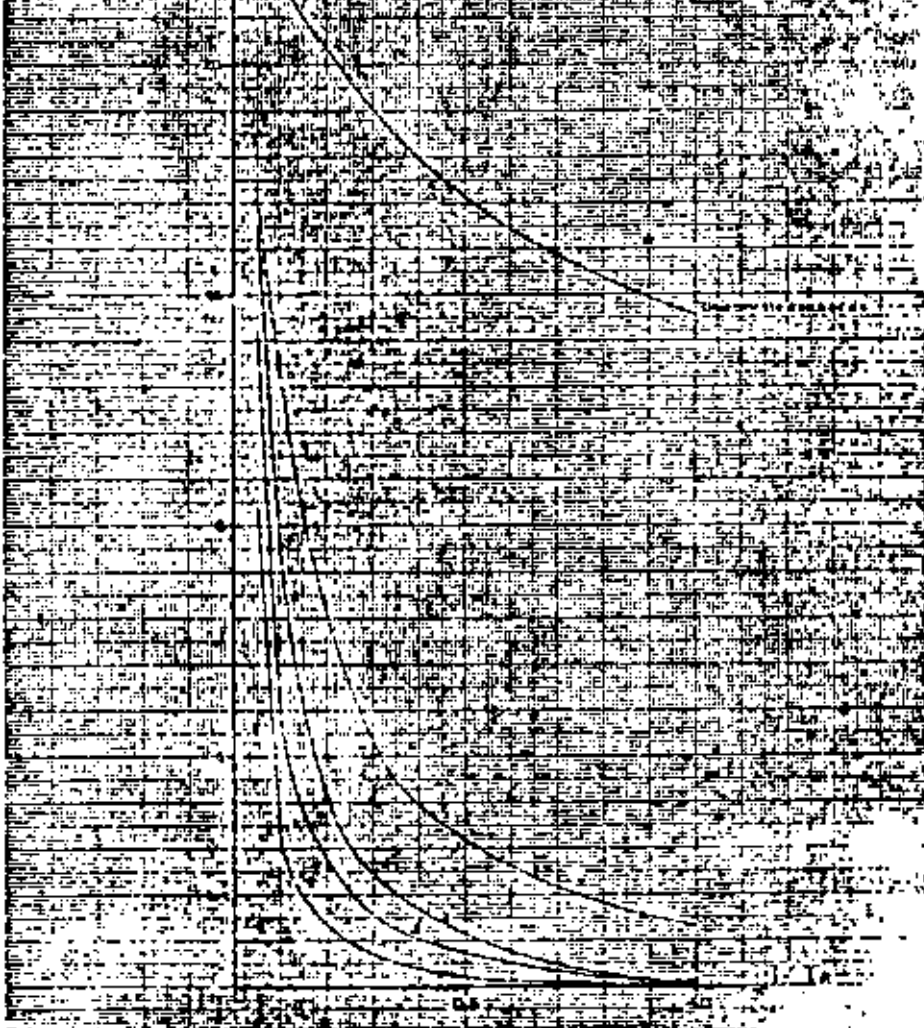


ESPERANZA DE  
LAZ BONDAGAS

VIAGRA 10-1-1

ESPERANZA DE  
LAZ BONDAGAS

ESPERANZA DE DARGO  
EN MILLONES DE PESOS



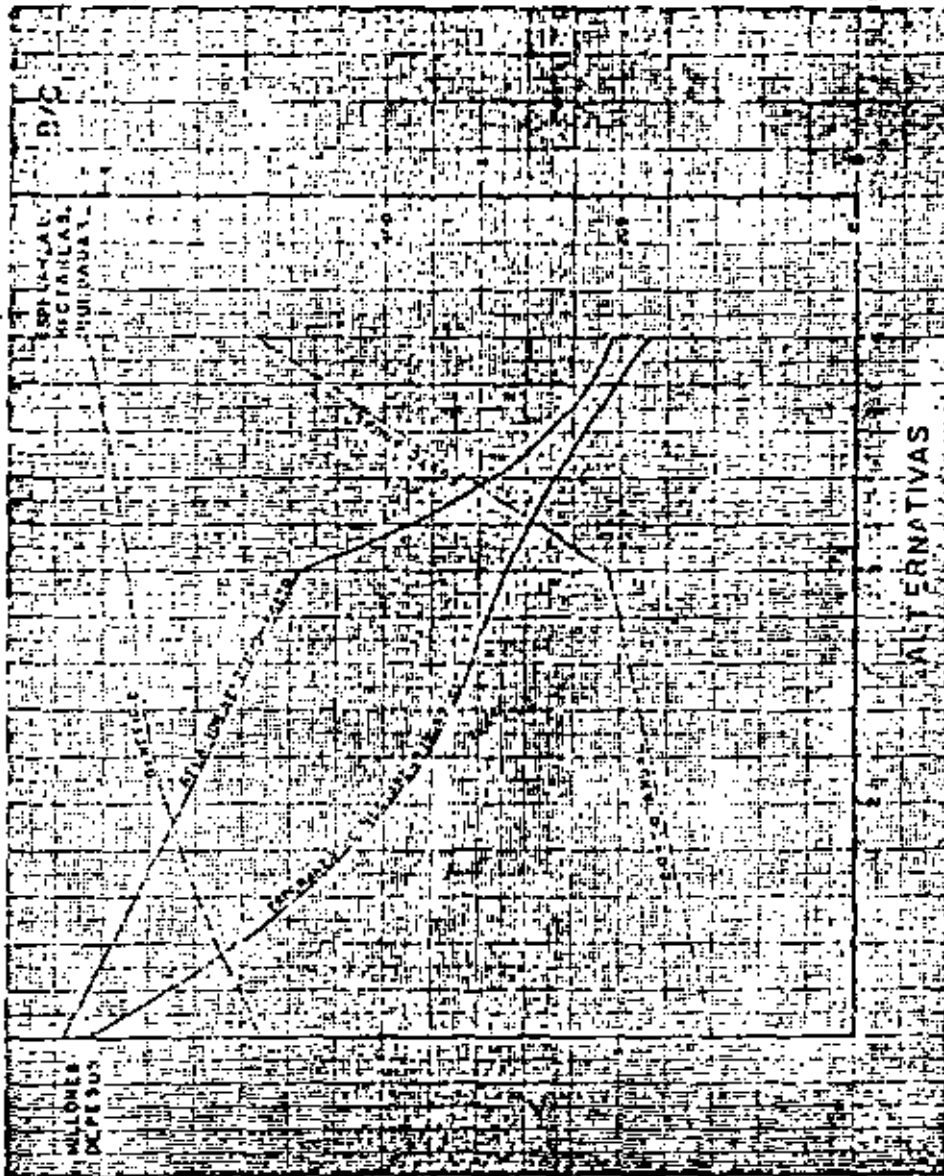
-----

Sin alternativa		Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3		Alternativa 4	
$E_0$	$0.1E_0$	$E_1$	$0.1E_1$	$E_2$	$0.1E_2$	$E_3$	$0.1E_3$	$E_4$	$0.1E_4$
14.72	1.472	1.41	0.141	0.13	0.013	0.08	0.008	0.01	0.001
15.24	1.524	1.66	0.166	0.21	0.021	0.16	0.016	0.03	0.003
15.60	1.560	1.97	0.197	0.36	0.036	0.26	0.026	0.07	0.007
16.13	1.613	2.38	0.238	0.61	0.061	0.41	0.041	0.09	0.009
16.77	1.677	2.89	0.289	0.94	0.094	0.61	0.061	0.11	0.011
17.52	1.752	3.53	0.353	1.39	0.139	0.86	0.086	0.26	0.026
18.45	1.845	4.45	0.445	2.01	0.201	1.24	0.124	0.50	0.050
19.66	1.966	6.56	0.656	3.03	0.303	2.07	0.207	0.94	0.094
21.02	2.102	10.32	1.032	6.09	0.609	3.77	0.377	1.90	0.190
23.04	2.304	17.12	1.712	16.56	1.656	14.24	1.424	10.40	1.040

E = esperanza de vida 17.815		5.229		3.133		2.370		1.433	
B = beneficio = $E_0 - E_n$		12.586		14.682		15.445		16.384	
C = costo		16.000		22.000		28.000		38.000	
Costo anual amortizado $C \times 0.1873$		2.997		4.121		5.244		7.106	
B/C		4.200		3.563		2.945		2.305	
Esperanza de vida, años		654		392		250		170	

\* período de planeamiento 15 años con un interés del 12%.







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

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

ESTUDIO HIDRAULICO FLUVIAL PARA EL DREN LAS MESAS, NAY.

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

SEP.-OCT. 1982

ESTUDIO HIDRAULICO FLUVIAL PARA EL DREN LAS MESAS, NAY.

DREN LAS MLSAS, NAY.  
Estudio Hidráulico Fluvial

---

I N D I C E

- I.- ANTECEDENTES
  - II.- ARRASTRE DE SOLIDOS, CALCULADO
  - III.- ARRATRE DE SOLIDOS, MEDIDO
  - IV.- CALCULOS EPECTUADOS
  - V.- RECOMENDACIONES
- FIGURAS Y TABLAS

## DREN LAS MESAS, NAY.

## Estudio Hidráulico Pluvial.

## I.- ANTECEDENTES

## Descripción del problema:

En la zona de riego del Río Ameca desde la construcción de la red de drenaje se han tenido serios problemas de mantenimiento adecuado, erosión marginal y desbordamientos hacia los terrenos agrícolas; los cuales son producidos por los escurrimientos de los arroyos de la vertiente sur de la Sierra de Vallejo y del área recién abierta al cultivo, que aportan considerables cantidades de arena.

## Erosión y desbordamientos de la red de drenaje:

Los drenes que atraviesan el área agrícola tienen pendientes fuertes, pudiendo considerarse en tres tramos:

Un primer tramo que termina al cruzarse con el canal principal en el margen derecha, con pendiente fuerte que provoca erosiones en las márgenes y en el lecho además de transportes intensos; un segundo tramo donde se advierte una zona de equilibrio cuya rasante vá en aumento en relación, con los terrenos adyacentes debido al depósito de material, esto ha provocado roturas y desbordamientos que dejan gruesas capas de azolves sobre los terrenos de cultivo; y un tercer tramo hasta la confluencia con el Río Ameca, que se encuentra enmontado y con poca pendiente. (Ver fig. A)

## II. ARRASTRE DE SÓLIDOS - CALCULADO

Para cuantificar el material sólido arrastrado se determinaron los datos siguientes:

a) pendiente. En todo el tramo en estudio se determinó la pendiente promedio, utilizando para tal fin los planos elaborados por la Gerencia en el Distrito de Riego del Río Ameca.

El tramo en estudio con longitud total de 5147.67 m. se dividió en tres tramos y en cada uno se trazó la pendiente media del perfil de azolves. A partir de estas tres pendientes medias, se determinó la pendiente promedio representativa del tramo en estudio, véase fig. 1.

b) Tamaño del Material. A partir de los datos proporcionados por la Gerencia, se dibujaron las curvas granulométricas para 8 muestras (ver fig. 2 (a), (b)..... (h)) y de ellas se obtuvieron los diámetros del material indicados en la tabla 1. Observando los valores se pudieron agrupar en 3 muestras, según se indica en la tabla 2. De estas muestras se obtuvieron los diámetros promedio mismos que aparecen en la tabla 2, y que corresponden a cada tramo en que se dividió la longitud total del cauce.

c) Velocidad de Sedimentación. Con el  $D_{50}$  (tabla 2 -

Col. (3) se determinó la velocidad  $W_{50}$  utilizando la gráfica de Rubey (fig. 3).

A fin de valorar el gasto sólido del dren, se utilizó el criterio Maza-Cruickshank que involucra las relaciones de Engelund.

Se aplicaron las fórmulas para el Régimen Inferior ya que se desconoce la geometría del cauce y en consecuencia el tirante y la velocidad en el mismo, datos necesarios para determinar el tipo de régimen con que se trata.

#### Fórmulas para Régimen Inferior:

Pendiente de equilibrio, S

$$S = \frac{3.2155 (S_s - 1)^{1.1192} q^{0.2798} D_{35}^{0.5596} D_{84}^{0.2234} K^{0.2962} Q_s^{0.5596}}{W_{50}^{0.3525} Q^{0.7667}}$$

Ancho de equilibrio, B

$$B = \frac{0.3373 D_{84}^{0.2483} K^{0.6996} Q^{0.6297}}{W_{50}^{0.3917} (S_s - 1)^{0.238} q^{0.059} D_{35}^{0.119} Q_s^{0.119}}$$

Tirante de equilibrio,  $d$

$$d = \frac{0.4577 D_{84}^{0.1737} Q^{0.4403}}{0.2739 (S_s - 1)^{0.1664} g^{0.0416} D_{35}^{0.0832} K^{0.5108} Q_s^{0.0832}}$$

velocidad media,  $V$  según Maza-Cruickshank

$$V = 6.03 W_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} S^{0.456}$$

Gasto sólido arrastrado,  $Q_s$ , según Engelund

$$Q_s = \frac{0.04 (g)^{3/2} V^2}{g^{1/2} (S_s - 1)^2 D_{35}}$$

En las fórmulas anteriores:

- $(S_s - 1) = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = 1.65$
- $D_i =$  Diámetro "i" del material
- $K =$  10 valor promedio
- $Q_s =$  Gasto sólido en  $m^3/seg.$
- $Q =$  Gasto líquido en  $m^3/seg.$

La aplicación del método se realizó para los gastos estimados de 60 y 100  $m^3/seg.$ , considerando dos casos: En el ca -



mero de ellos se utilizó una pendiente promedio ( $S=0.002$ ) representativa de todo el tramo en estudio; como segundo caso se utilizaron dos pendientes representativas del Km. 0+900 al 1+980,  $S = 0.00089$  y del km. 8+000 al 14+000,  $S = 0.00776$ . Los resultados se muestran en las tablas 3 y 4.

### III. VOLUMENES DEPOSITADOS Y EROSIONADOS

Utilizando 72 secciones transversales del Dren (escala 1:100) que abarcan del km. 0+160 al km. 2+004.31 = 6+500 y del km. 6+500 al km. 11+900; se estimaron las cantidades de material azolvado y material erosionado, los resultados se muestran en la tabla 5. En esa tabla se aprecia que aproximadamente el volumen erosionado corresponde al doble del material que fué depositado. Las erosiones ocurrieron en las márgenes puesto que el ancho de equilibrio es mayor que el de proyecto. Al erosionar las márgenes, en ocasiones se erosionó también el bordo que se había constituido sobre ella. Los depósitos ocurrieron principalmente en el fondo del dren ya que se aumenta la pendiente a 0.00089 y 0.00776 en lugar de 0.0001 que se tenía en el proyecto.

De las secciones transversales del dren, se seleccionaron las representativas del tramo 0+900 al 1+980 y del tramo 8+000 al 14+000 (fig. 4).

## IV. CALCULOS EFECTUADOS

Se efectuaron los siguientes cálculos:

1) Se obtuvieron los diámetros  $D_{35}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{75}$  y  $D_{85}$  promedios para cada tramo del dren, a partir de las curvas granulométricas disponibles. Los valores de cada muestra se indican en la tabla 1 y los valores promedios en la tabla 2.

Se observa que los diámetros en el tramo entre el km. 10+000 al km. 12+000 son mayores que los diámetros en los tramos de aguas arriba y abajo, y por lo tanto se puede pensar que todavía el dren se encuentra en proceso de cambio y que deberá ocurrir una selección de diámetros a lo largo del dren. Los resultados restantes son convenientes ya que se tienen diámetros menores a medida que se avanza hacia aguas abajo.

2) Se obtuvieron las dimensiones estables de la sección transversal en función del material del fondo y de los gastos de diseño seleccionados (60 y 100 m<sup>3</sup>/seg.).

2a) Se consideró primero que el canal tiene una pendiente promedio de 0.02 véase tabla 3, 1er. caso. Con la pendiente conocida se calculó el gasto sólido en cada tramo 7a. columna y con ese valor ya conocido se calculó el ancho y tirante promedios.

Se observa que los anchos varían de 45.35 m. aguas abajo a 39.76 m. aguas arriba y el tirante de 1.44 a 1.31 m. en las mismas secciones.

En la tabla 4, 1er. caso se encuentran los resultados obtenidos al suponer un gasto líquido de  $60 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El ancho de las secciones varió de 35.73 a 31.33 m. de aguas abajo hacia aguas arriba y el tirante de 1.22 a 1.11 en los mismos tramos respectivamente.

2b) Como al suponer una pendiente promedio igual a 0.02 se trabajó con las pendientes reales de los tramos indicados en la figura 1.  $S = 0.00089$  de la estación 0+160 a la 8+000 y  $S = 0.00776$  de la 8+000 hacia aguas arriba.

Igualmente se obtuvo primero el arrastre de sólidos que se tendría en cada tramo (ver columna 7) y después las dimensiones de las secciones transversales.

Los resultados fueron los siguientes:

T R A M O	Ancho de Equilibrio		Tirante de Equilibrio	
	$Q=100\text{m}^3/\text{s}$ .	$Q=60\text{m}^3/\text{s}$ .	$Q=100\text{m}^3/\text{s}$ .	$Q=60\text{m}^3/\text{s}$ .
Tramo 1	0+900			
	1+986	53.87	47.45 ..	1.62      1.37
Tramo 2	8+000			
	14+000	31.27	24.64	1.14      0.97

En este cálculo cada tramo se supuso con gasto sólido independiente de lo cual no ocurre en realidad. El ancho de 53.37 m. es mayor que los anchos reales.

2c) Puesto que al alcanzar un equilibrio, deberá haber continuidad en los gastos sólidos y en los líquidos, se consideró que el gasto sólido de entrada era el mismo en todos los tramos. Los resultados se muestran en la tabla 5, en la cual también se han indicado los valores promedio del ancho.

Se obtuvo que para  $100 \text{ m}^3/\text{seg.}$  el ancho varía de 31 a 41 m. de aguas arriba hacia aguas abajo y el tirante de 1.14 a 1.35 m. en las mismas zonas respectivamente.

Para  $60 \text{ m}^3/\text{seg.}$  las variaciones en el ancho fueron de 24.6 a 32.6 m. y el tirante de 0.97 a 1.14 m. Esos valores teóricos son similares a los que actualmente tiene el dren.

Las pendientes de equilibrio obtenidas fueron para el tramo cercano al Río Araca; estación 0+900 a 1+980 de 0.00008, para el segundo tramo estación 6+497.69 a 8+000 de 0.00563, y el tramo de aguas arriba similar a la pendiente que ahora tiene. Como las pendientes obtenidas son mayores que las actuales se puede esperar una condensación de agua del km. 8+000 hacia aguas abajo.

3) Cálculo de los volúmenes erosionados y depositados<sup>10</sup>

A partir de las secciones transversales proporcionadas se obtuvieron los volúmenes de arena que fueron erosionados y los que fueron depositados en el fondo. Los valores obtenidos para cada tramo se muestran en la tabla 6 y los volúmenes totales fueron:

Volumen azolvado igual a 462 575.73 m<sup>3</sup>

Volumen erosionado igual a 248 391.00 m<sup>3</sup>

V. RECOMENDACIONES

Con el objeto de llegar a conocer con mayor precisión el mecanismo de depósito y erosión que ayude al equilibrio del dren, en planta y sección transversal y en base a los resultados teóricos y observaciones realizadas, se recomienda lo siguiente:

a) Dejar el fondo del dren con la pendiente actual, por lo tanto no deberá dragarse ningún tramo.

b) Dejar los márgenes como están excepto en los tramos de las curvas.

1) Ampliar la sección a 30 m. en el tramo 0-000 al 0+160 ya que no se dió el ancho de proyecto y eso pudo haber producido remansos en los primeros tramos.

2) En las márgenes exteriores de las curvas colocar una protección con roca de unos 30 cm. de diámetro como se indica en la figura 5.

c) Construir bordos donde estos fueron destruidos por la lluvia o arrastrados por la corriente.

1) La altura de todos los bordos no debe ser menor de 0.50 m. medidos desde el fondo actual del dren.

2) El pie del talud inferior de los bordos que sea necesario construir deberá estar a no menos de 25 m. del centro del cauce.

3) Los taludes de los bordos deberán ser 2:1

4) Se deberá favorecer el crecimiento de vegetación en el talud interior.

5) El ancho de la corona de los bordos que sea necesario construir será de 6 m.

6) Se deberán unir los bordos actuales y los nuevos mediante transiciones orientadas  $10^\circ$  con respecto al eje del dren, tanto al ampliar como al reducir.



Dren Intercomer  
(en proyecto)

CANAL DE AGUA DE BOMBA

CANAL PRINCIPAL DERIVADOR

BANJA DE SAN JAGUEY

DREN JAGUEY

Dren Corra de Corro

Dren San Juan

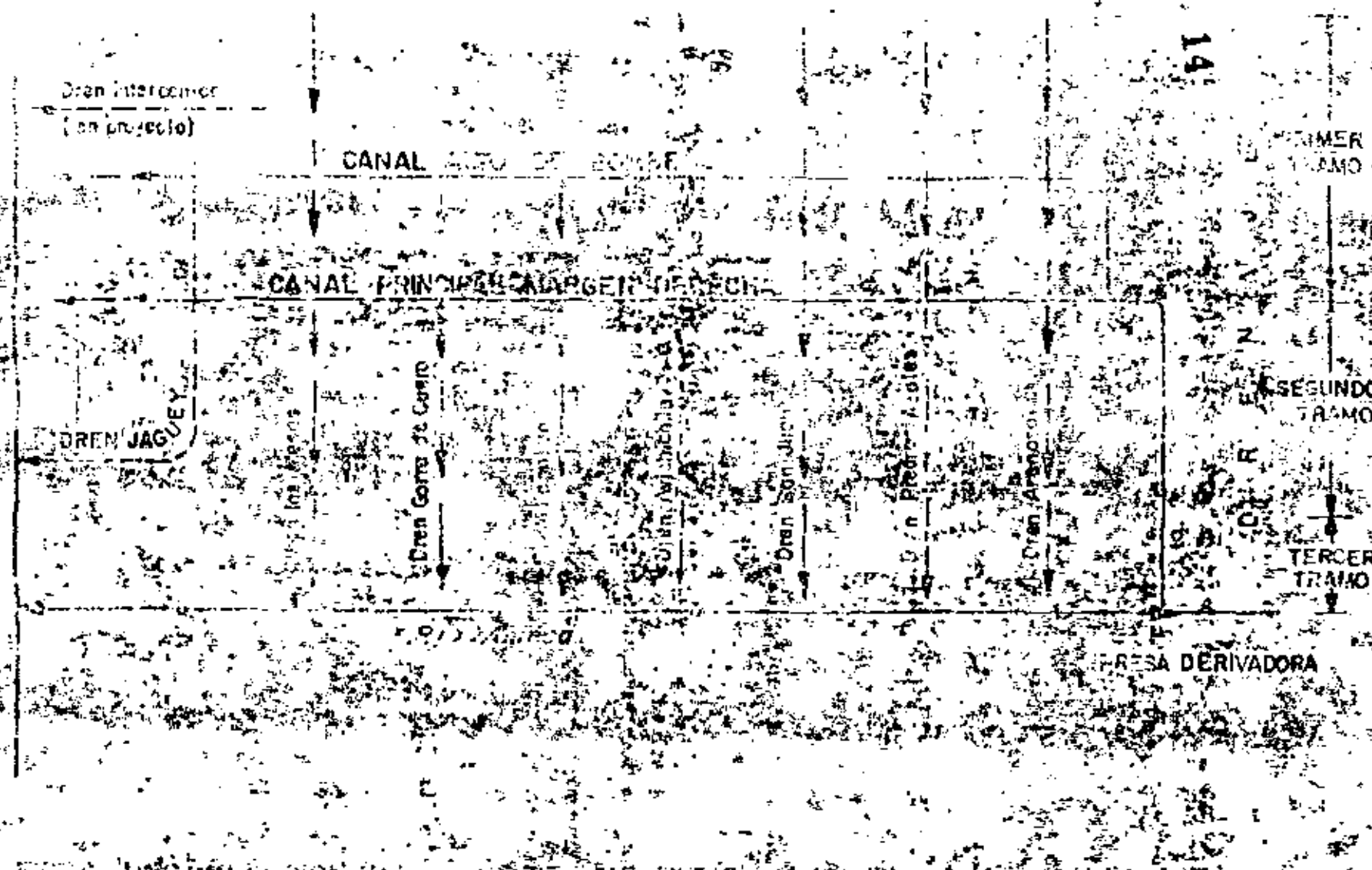
Dren Arroyo de...

PRIMER TRAMO

SEGUNDO TRAMO

TERCER TRAMO

RESA DERIVADORA



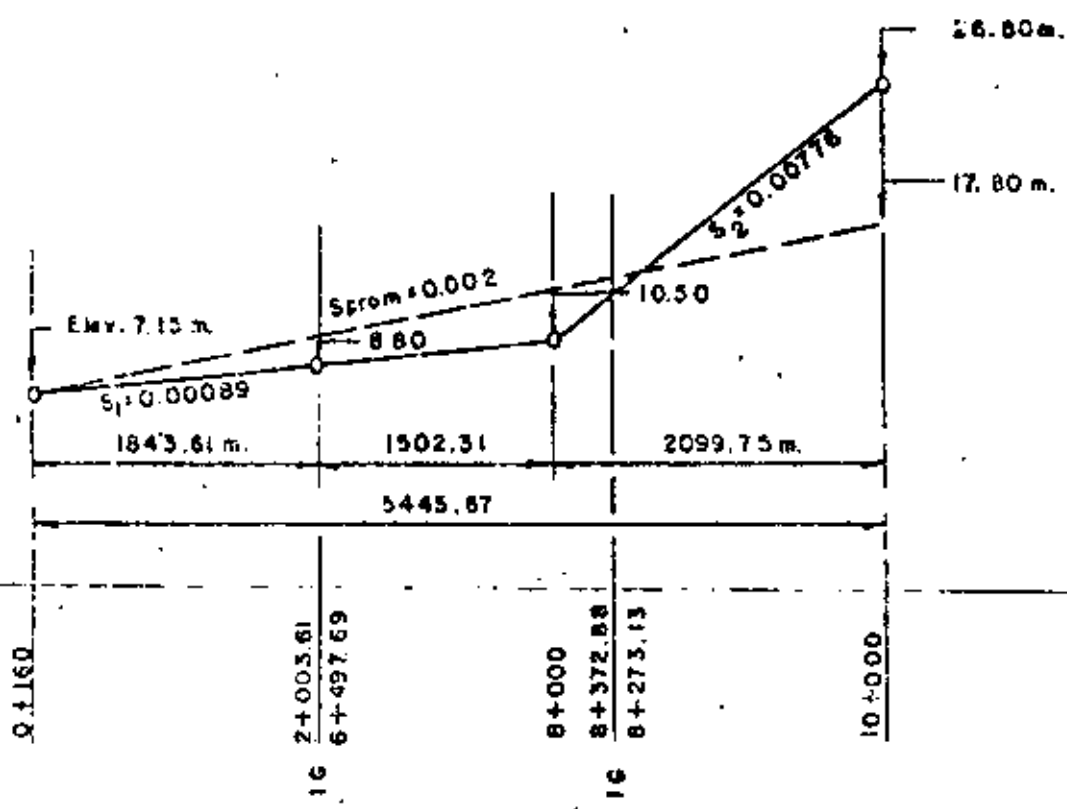


FIG. 1 DREN LAS MESAS. — PENDIENTES

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL 75

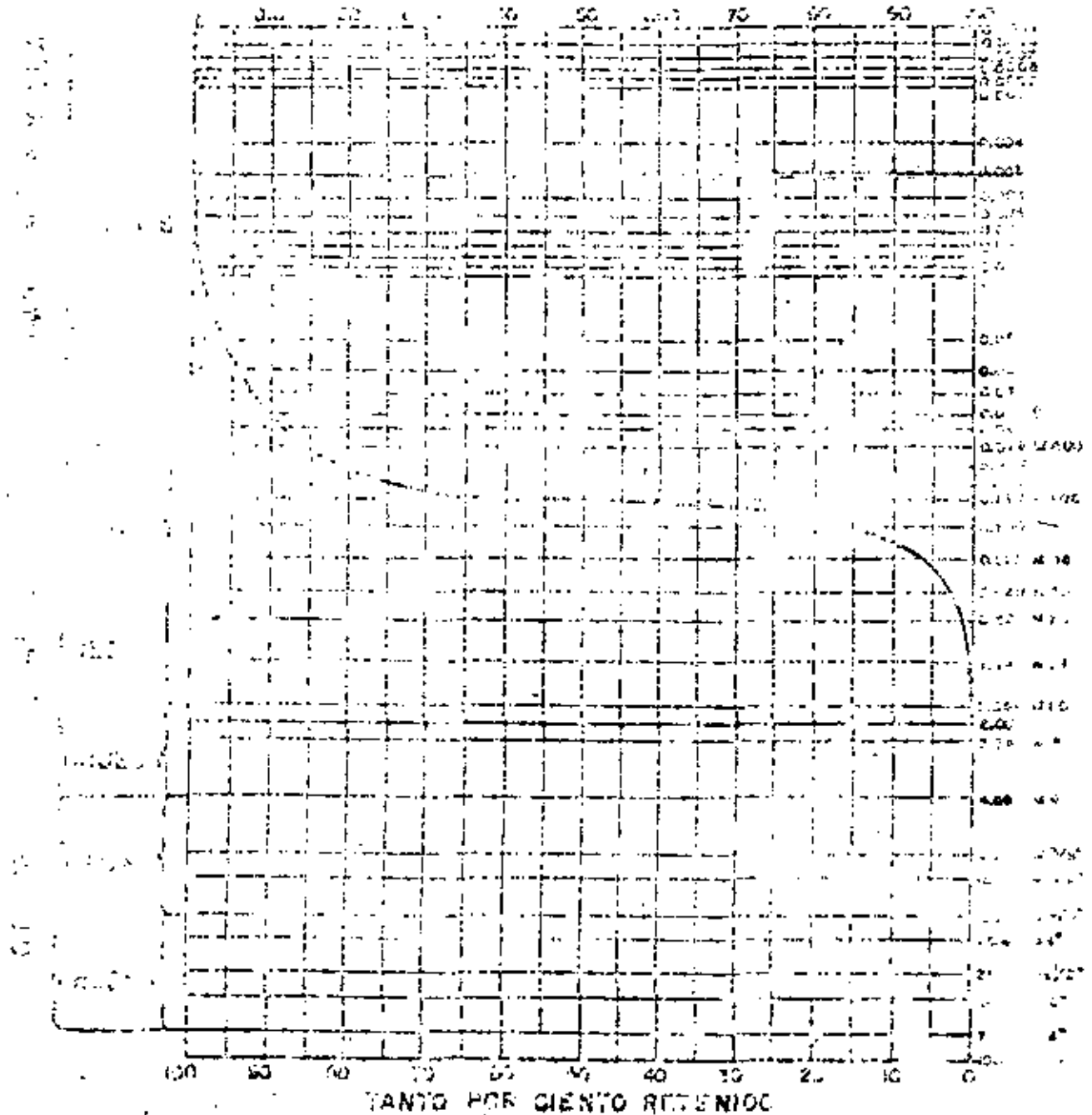
16

MECANICA DE SUELOS

GRAFICA GRANULOMETRICA

Identificación de Lab .....  
 Profundidad ..... 50 cm.  
 Fecha .....  
 No. de muestra ..... 900

TANTO POR CIENTO QUE PASA



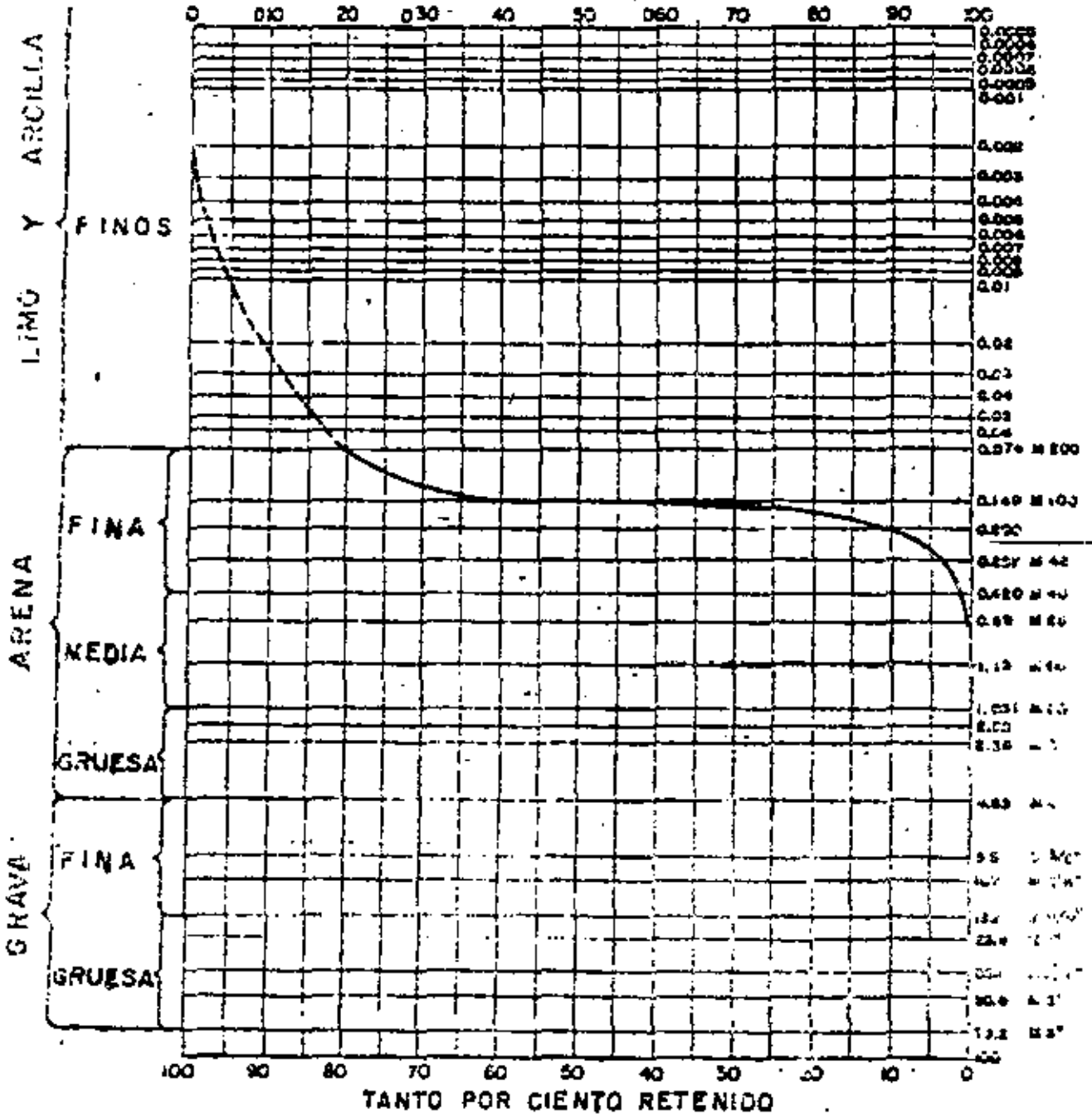
Gravel ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....  
 Sand ..... % Finos .....  
 $D_{75}$  .....  $D_{60}$  .....  $\frac{(D_{75})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....  
 Fecha .....

17

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia ..... Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Pozo 2 ..... Profundidad 50 cm .....  
 Muestra ..... Est. 1+980 ..... Fecha .....

TANTO POR CIENTO QUE PASA



TANTO POR CIENTO RETENIDO

TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....  
 PASA 4, % Arena ..... % Finos .....  
 $D_{10}$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....  
 Observaciones .....  
 Operador ..... Calculó ..... Fecha .....

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 MECANICA DE SUELOS

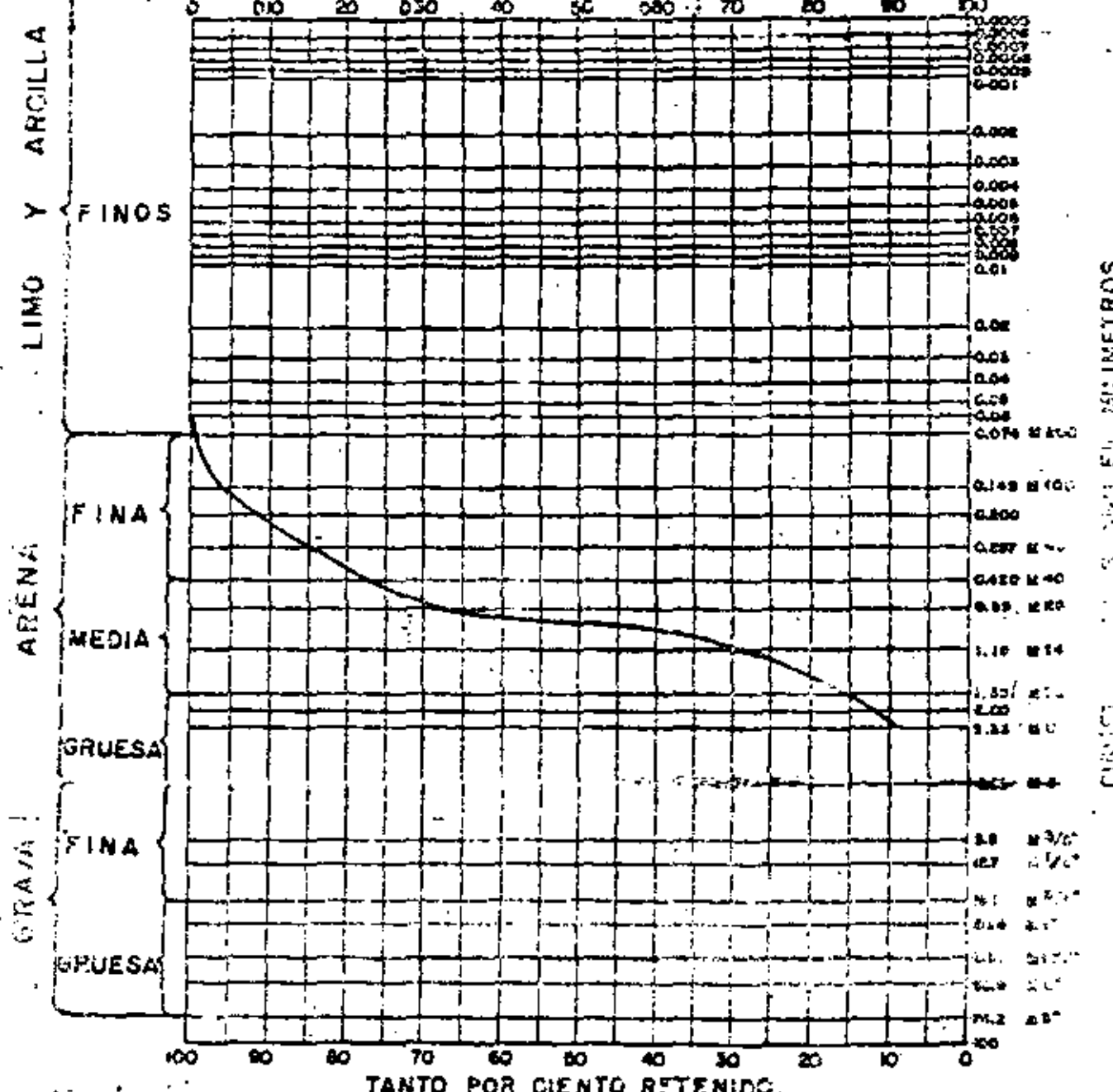
17

18

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia ..... Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Pozo 3 ..... Profundidad 80 cm .....  
 Muestra ..... Est. 8+000 ..... Fecha .....

TANTO POR CIENTO QUE PASA



CURVA DE PASAJE EN MILIMETROS

TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Fines .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....

PASA 4, % Arena ..... % Fines .....

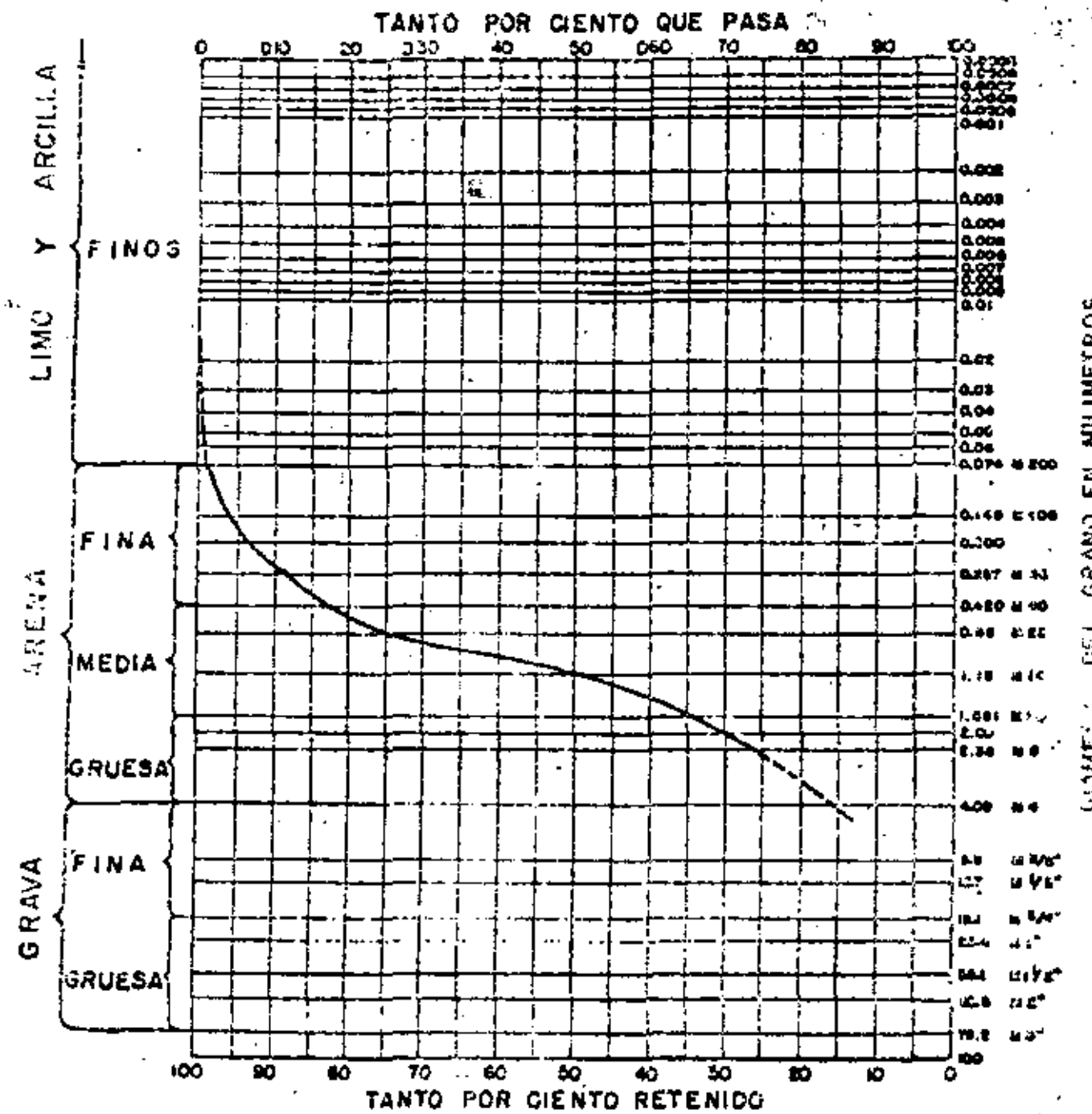
$D_{10}$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....

Observaciones .....

Operador ..... Calculó ..... Fecha .....

# GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia ..... Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Pozo 4 ..... Profundidad 80 cm .....  
 Muestra ..... Est. 10 + 000 ..... Fecha .....



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....

PASA 4, % Arena ..... % Finos .....

$D_{10} =$  .....  $D_{30} =$  .....  $D_{60} =$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....

Observaciones .....

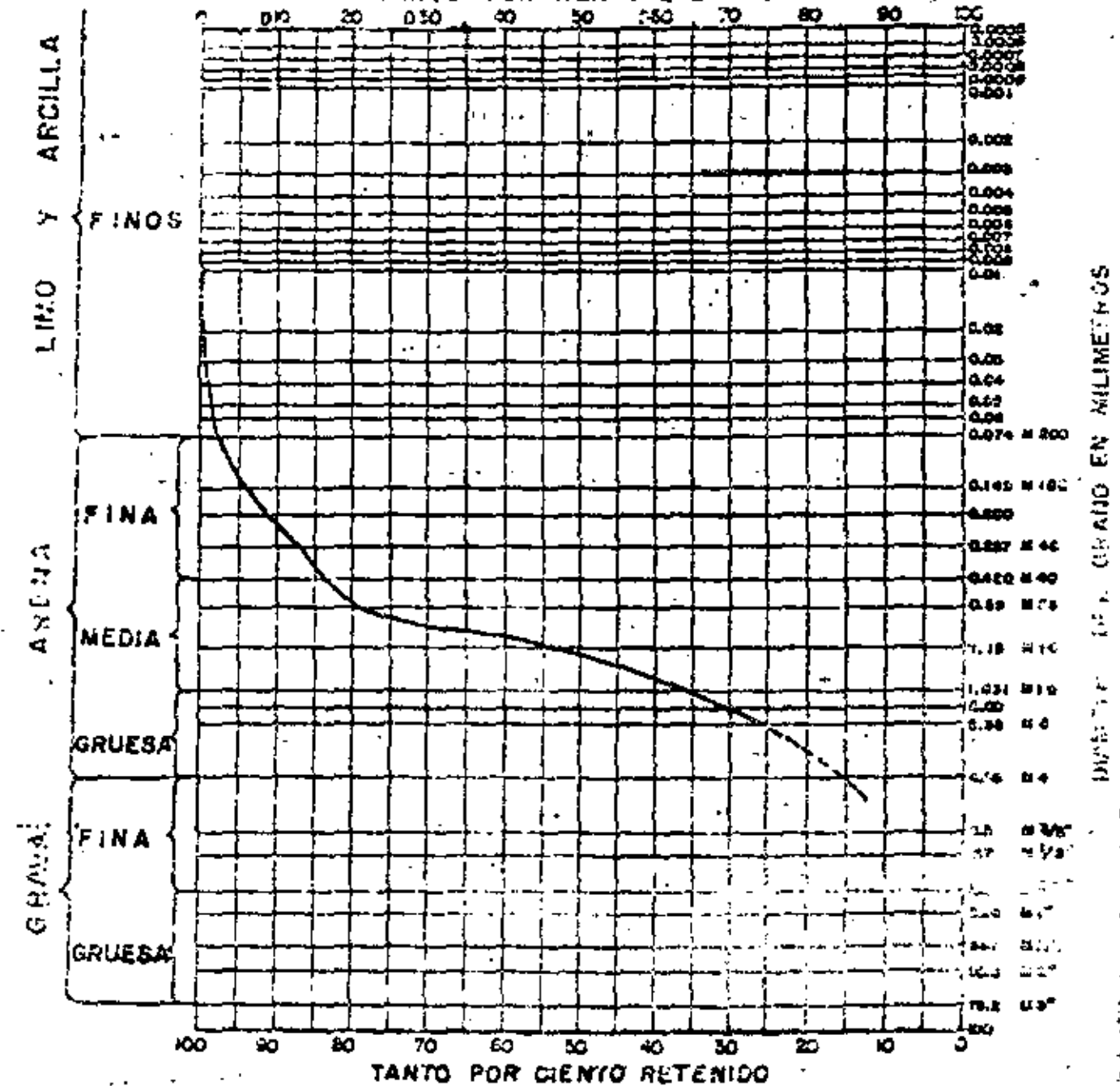
Operador ..... Cálculo ..... Fecha .....

20

**G R A F I C A    G R A N U L O M E T R I C A**

Procedencia ..... Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Pozo 5 ..... Profundidad 50 cm .....  
 Muestra ..... Est. 12 + 000 ..... Fecha .....

TANTO POR CIENTO QUE PASA



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$

PASA 4, % Arena ..... % Finos .....

$D_{10}^*$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

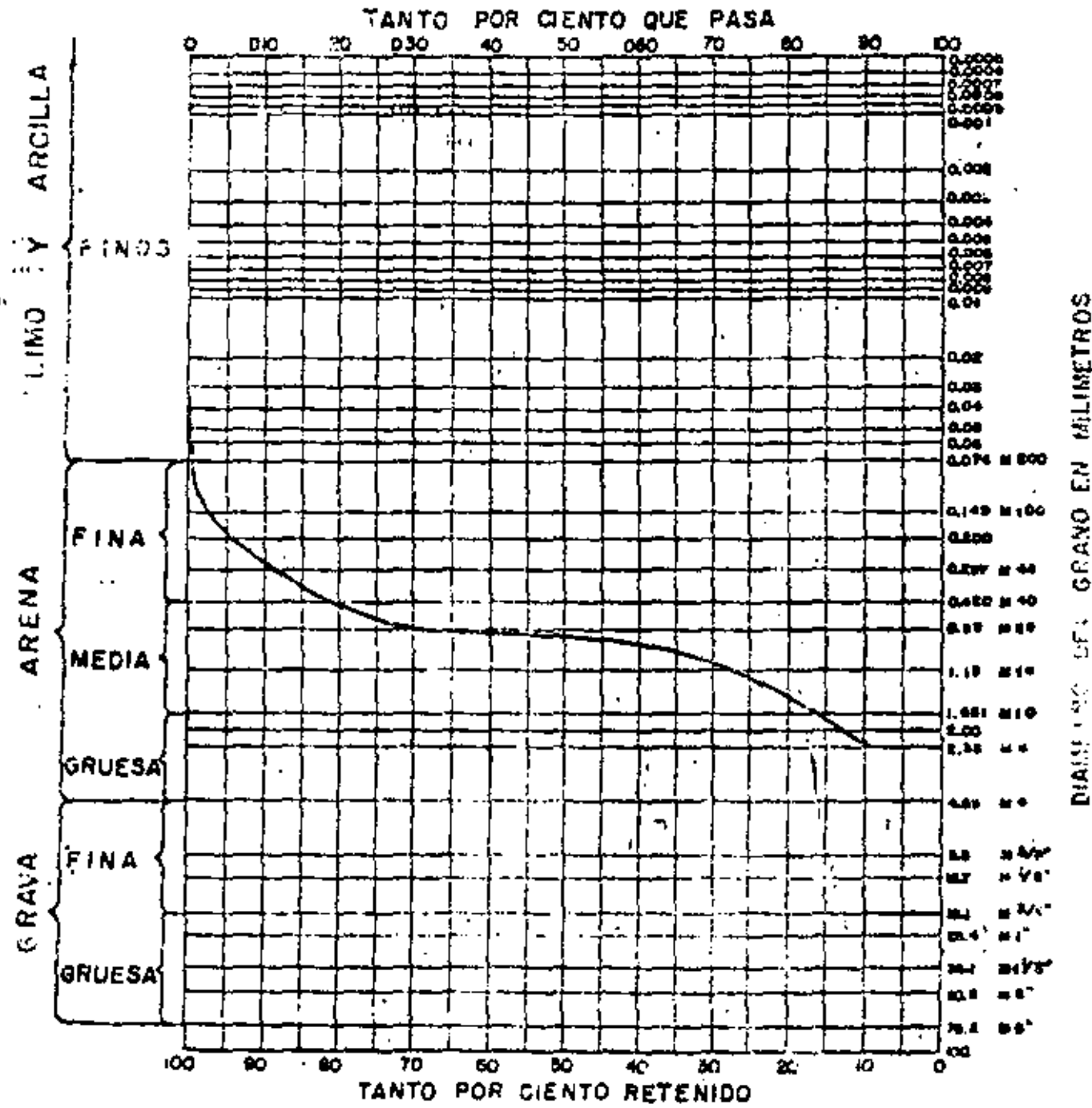
Observaciones .....  
 Operador ..... Cálculo ..... Fecha .....





# GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia ..... Identificación de Lab .....  
 Banco ..... Para 7 Profundidad 80 cm  
 Muestra ..... Est. 16 + 000 Fecha .....



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$   
 PASA 4, % Arena ..... % Finos .....  
 $D_{10}$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$   
 Observaciones .....  
 Operador ..... Cálculo ..... Fecha .....

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia .....

Identificación de Lab .....

Banco .....

Pozo B

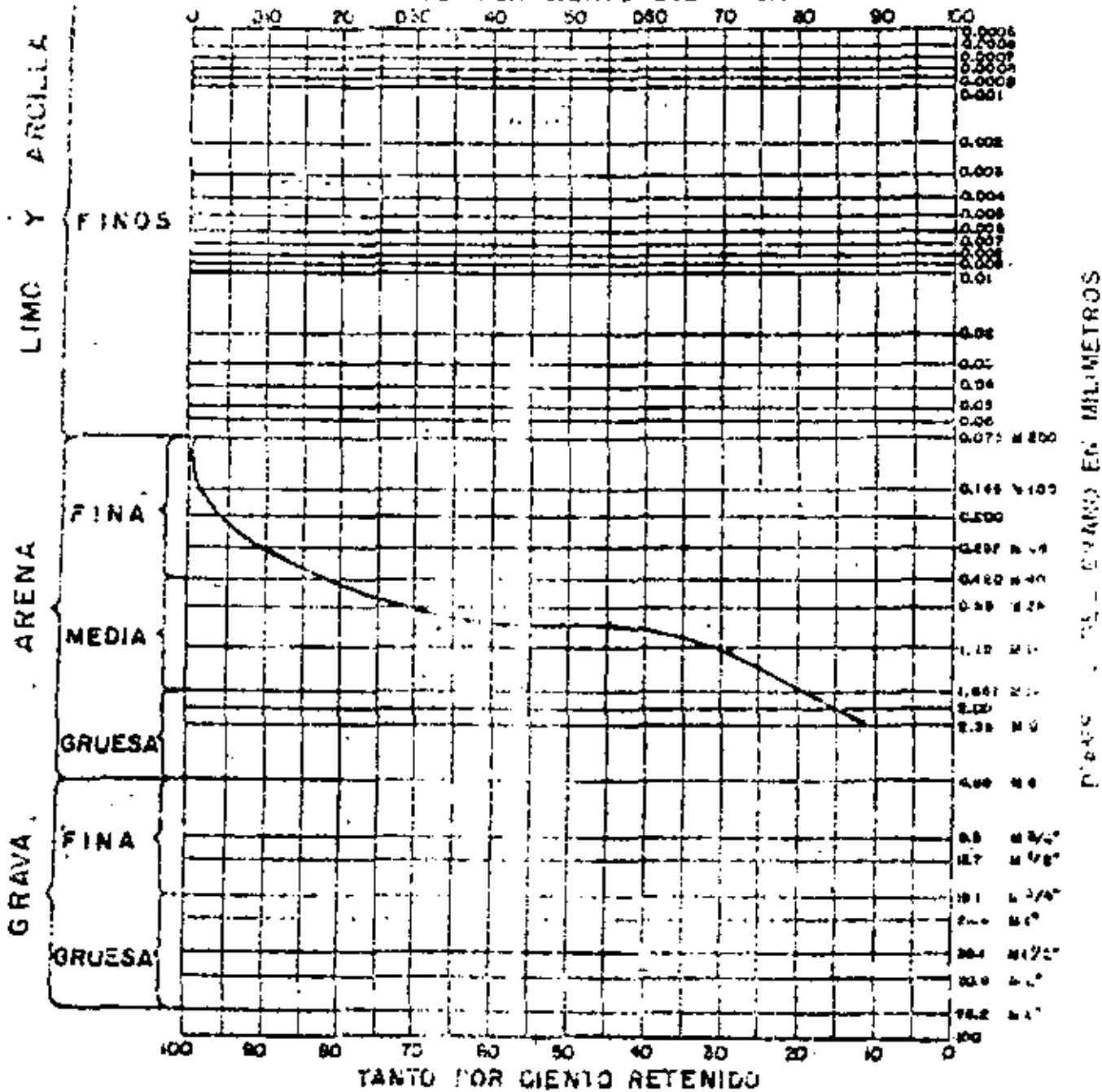
Profundidad 80 cm.

Muestra .....

Est. AGUAS ARRIBA

Fecha .....

TANTO POR CIENTO QUE PASA



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Fines .....  $C_u = D_{60}/D_{10}$  .....

PASA 4, % Arena ..... % Fines .....

$D_{10}$  .....  $D_{30}$  .....  $D_{60}$  .....  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$  .....

Observaciones .....

Operador ..... Calculó ..... Fecha .....

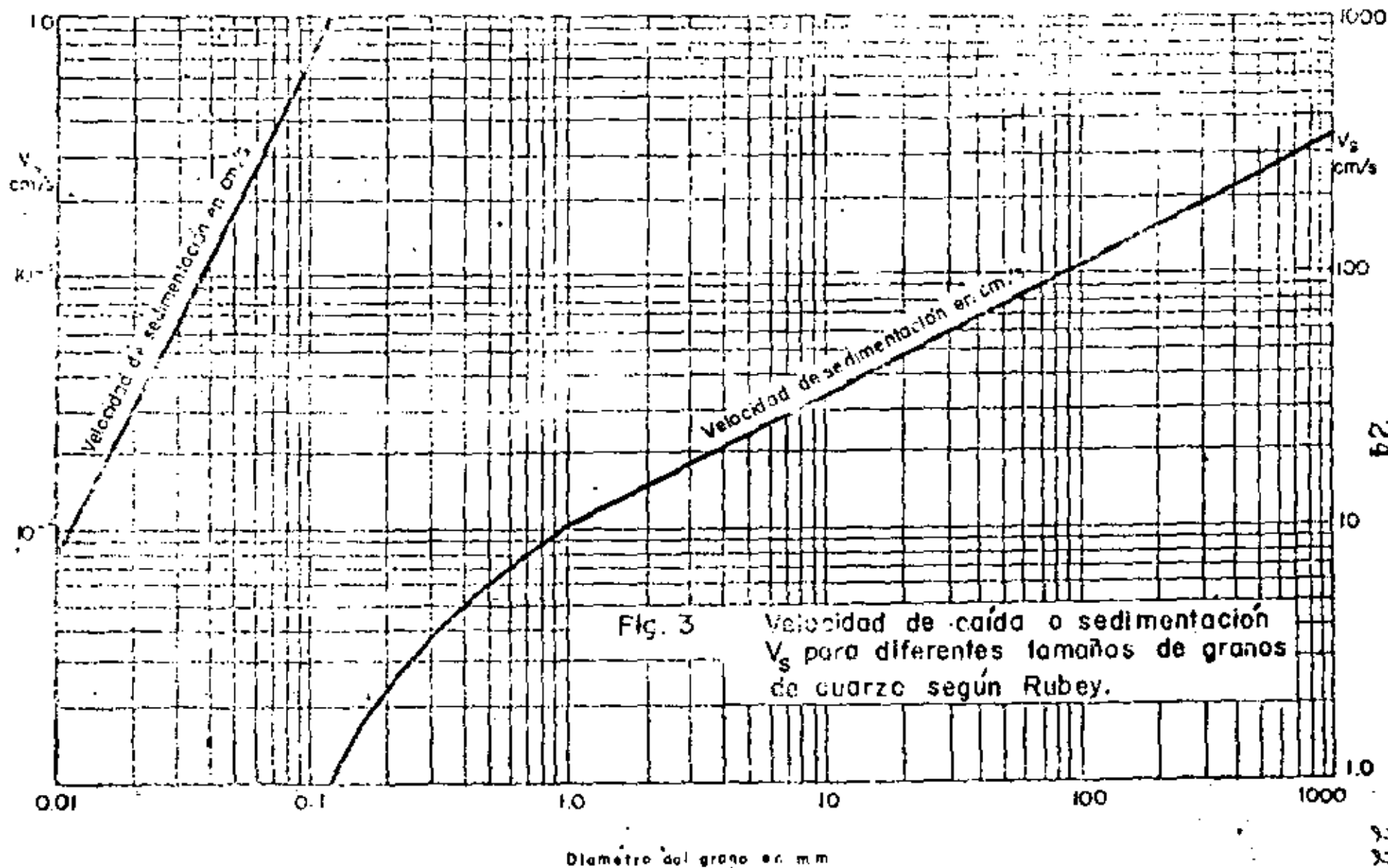
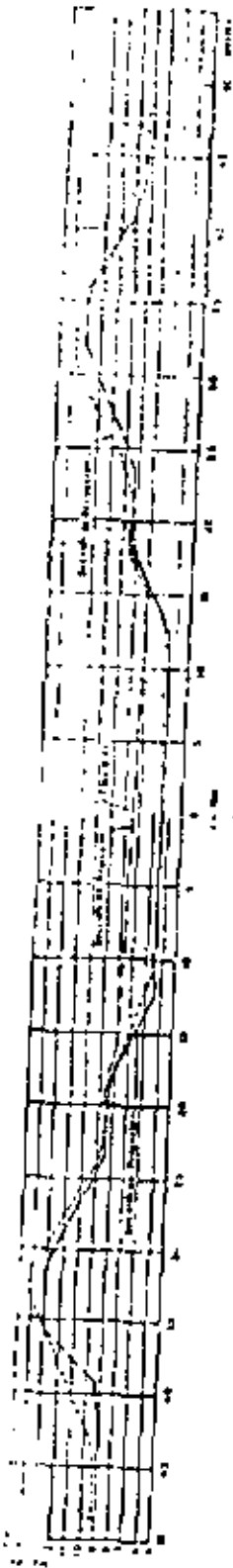


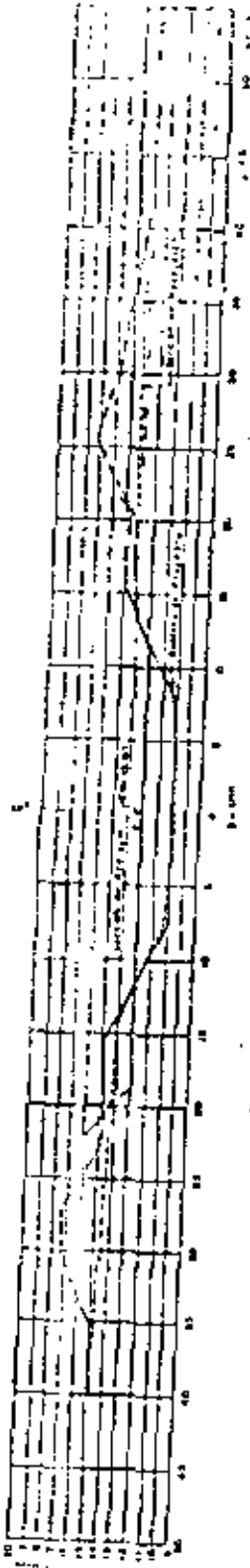
Fig. 3 Velocidad de caída o sedimentación  $V_s$  para diferentes tamaños de granos de cuarzo según Rubey.

24

32

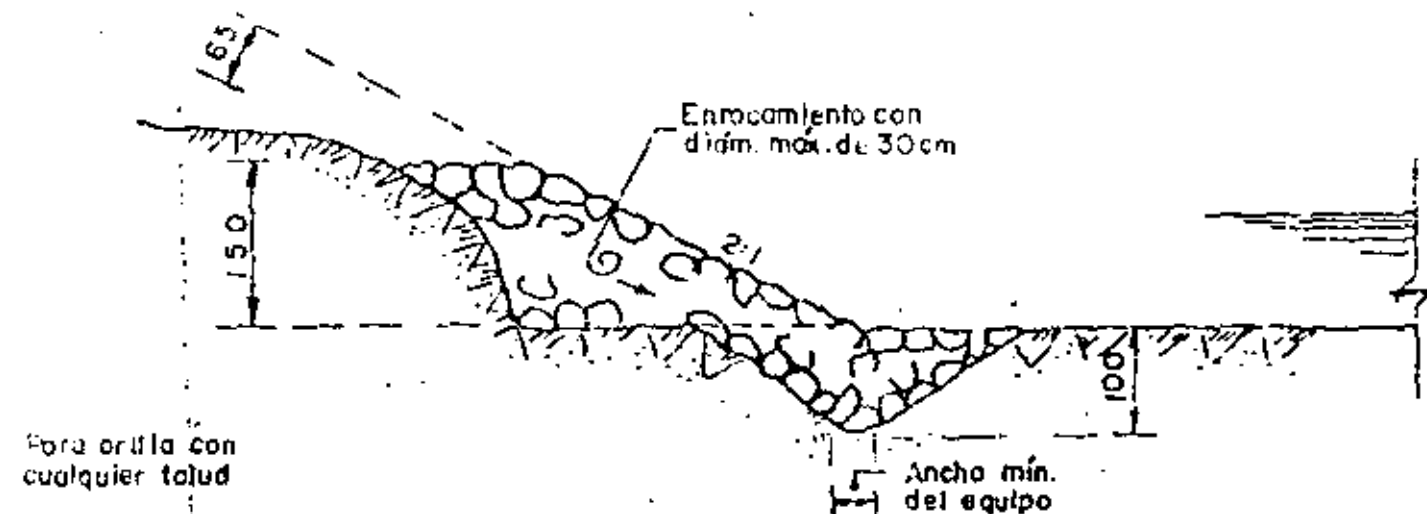


SECCION TRANSVERSAL  
 REPRESENTATIVA DEL DREN TRAMO COMPRENDIDO  
 DEL Km. 0+000 al 1+000



SECCION TRANSVERSAL  
 REPRESENTATIVA DEL DREN TRAMO COMPRENDIDO  
 DEL Km. 8+000 al 14+000

FIG. 4  
 ORIENTACIONAL No. 2  
 BOGOTÁ, D. R. 1950



NOTAS: Acotaciones en centímetros. La protección abarcará toda la longitud de la curva y 10 m. aguas arriba



b) Para orilla con talud 2:1

FIG. 5 PROTECCION QUE DEBERA COLLOCARSE EN LAS ORILLAS EXTERIORES DE TODAS LAS CURVAS

TABLA 1.- DIAMETROS DEL MATERIAL.

ESTACION	D <sub>35</sub> mm		D <sub>50</sub> mm		D <sub>65</sub> mm		D <sub>84</sub> mm		MUESTRA
	Prof=50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	
0+900	0.148		0.150		0.16		0.200		
1+980	0.148		0.150		0.16		0.180		I
8+000		0.70		0.80		0.100 (se rechazó)		1.651	
10+000		0.80		1.19		1.651		4.69 (deducido)	
12+000	0.950		1.28		1.651		4.69 (deducido)		II
14+000		0.80		1.10		1.38		2.38	
16+000		0.60		0.70		0.90		1.651	
20+000 arriba		0.74		0.77		1.00		1.90	III

27

25

TABLA 2.- DIAMETRO PROMEDIO

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
TRAMO	D <sub>35'</sub> mm	D <sub>50'</sub> mm	D <sub>65'</sub> mm	D <sub>80'</sub> mm	W <sub>50</sub> cm/seg.
0-900 a 1+980	0.148	0.150	0.160	0.19	1.50
2+000 a 14+000	0.823	1.093	1.561	3.353	10.05
16-000 a aguas Arriba	0.670	0.735	0.950	1.776	8.20

TABLA 3.- CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL PAELI LAL (PESAS<sup>2</sup>), M.M.P.  
PARA UN GASTO LÍQUIDO DE 100 l.<sup>3</sup>/seg.

1er. CASO

MUESTRA	TRAMO No.	Diámetro Prom. mm.			Vel. Sed. $Q_s$		V	Características Estables		
		D <sub>35</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>84</sub>	cm. <sup>2</sup> /s.	m <sup>2</sup> /s.		S	B. m.	d. m.
I	1+900 a 1+980	0.148	0.150	0.190	1.80	0.123	1.83	0.008	45.35	1.44
II	3+000 a 1+300	0.813	1.093	3.353	10.05	1.127	2.67	0.002	41.72	1.40
III	14+000 a 14+000	0.870	1.093	3.353	8.00	0.128	1.91	0.002	39.76	1.31

2do. CASO

MUESTRA	TRAMO No.	Diámetro Prom. mm.			Vel. Sed. $Q_s$		V	Características Estables		
		D <sub>35</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>84</sub>	cm. <sup>2</sup> /s.	m <sup>2</sup> /s.		S	B. m.	d. m.
I	1+900 a 1+980	0.148	0.150	0.190	1.80	0.123	1.14	0.00089	53.87	1.62
II	3+000 a 14+000	0.813	1.093	3.353	10.05	1.127	2.67	0.00776	31.27	1.14
III										



TABLA 4.- CARACTERISTICAS ESTABLES DEL DRENE "LAS MESAS". MAY.  
 PARA UN GASTO LIQUIDO DE 60 M<sup>3</sup>/SEG.

1er. CASO

Muestra	Tramo Km.	Diámetro Prom. mm			Vel. Sed. W50 cm/seg.	Qs m <sup>3</sup> /seg.	V m/seg.	Carac. Estables		
		D35	D50	D84				S	B(m)	d(m)
I	0+900 a 1+980	0.150	0.150	0.190	1.50	0.259	1.38	0.002	35.73	1.22
II	8+000 a 14+000	0.813	1.093	3.353	10.03	0.050	1.47	0.002	32.87	1.18
III	16+000 a	0.610	0.733	1.276	8.20	0.068	1.72	0.002	31.33	1.11

2do. CASO

MUESTRA	TRAMO Km.	Diámetro Prom. mm.			Vel Sed. W50 cm/seg.	Qs m <sup>3</sup> /s	V m/seg.	Carac. Estables		
		D35	D50	D84				S	B, m.	d, m.
I	0+900 a 1+980	0.148	0.150	0.190	1.50	0.061	1.03	0.00089	42.45	1.37
II	8+000 a Aguas Arriba	0.813	1.093	3.353	10.05	0.560	2.40	0.00776	24.64	0.97

30

88

CARACTERÍSTICAS ESTABLES DEL DREN LAS MESAS, MAY. -  $Q = 60 \text{ m}^3/\text{seg}$

Tramo km.	Diámetro Prom. mm			Vel Sedim $W_{50}$ cm/seg.	$Q_s$ $\text{m}^3/\text{seg}$	V m/seg.	Características Estables		
	$D_{35}$	$D_{50}$	$D_{84}$				S	B(m)	d(m)
8+000 a 14+000	0.813	1.093	3.353	10.05	0.560	2.67	0.00776	31.27	1.14
6+497.69 a 8+000	0.481	0.622	1.772	7.25	0.560	2.53	0.00552	33.78	1.17
0+900 a 1+980	0.148	0.150	0.190	1.50	0.560	1.79	0.00308	42.38	1.35

$Q = 60 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Tramo km.	Diámetro Prom. mm			Vel Sedim $W_{50}$ cm/s	$Q_s$ $\text{m}^3/\text{seg}$	V m/seg.	Características Estables		
	$D_{35}$	$D_{50}$	$D_{84}$				S	B(m)	d(m)
8+000 a 14+000	0.813	1.093	3.353	10.05	0.560	2.40	0.00776	24.64	0.97
6+497.69 a 8+000	0.481	0.622	1.772	7.25	0.560	1.99	0.00563	26.61	0.99
0+900 a 1+980	0.148	0.150	0.190	1.50	0.560	1.67	0.00308	32.60	1.14

TABLA 6.- MATERIAL AZOLVADO Y EROSIONADO, OBTENIDO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES RECONSTRUIDAS EN EL DREN LAS MESAS.

TRAMO	MATERIAL DE ACARREO EN M <sup>3</sup>	
	AZOLVADO	EROSIONADO
0+160.00 a 1+000.00	35852.00	6 052.90
0+900.00 a 2+000.00	56259.00	24 088.07
2+000.00 a 3+000.00	57052.00	10 652.00
8+000.00 a 11+900.00	99229.00	71 747.00
TOTAL	248392.00	112 539.90

28



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

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

ESPACIAMIENTO DE LOS DRENES

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

SEP.-OCT. 1982

ESPACIAMIENTO DE LOS DRENES

## CAPITULO 4 ESPACIAMIENTO DE LOS DRENES 526.4.1

1. Introducción. En regiones extensas, casi planas, en donde la superficie freática del área está en posición elevada, o se espera que llegue a estarlo, las medidas necesarias para controlar su elevación dentro de límites aceptables, requieren la instalación de una serie de drenes de alivio paralelos. La determinación del espaciamento apropiado de estos drenes es muy importante y sin embargo, bastante nebulosa; particularmente en áreas nuevas, que no han sido regadas y donde no se han construido drenes. El espaciamento apropiado de los drenes depende de numerosas condiciones estrechamente relacionadas, cuya interacción puede ser sumamente variable. El espaciamento de los drenes queda afectado por:
- la profundidad del dren; la profundidad hasta una barrera lentamente permeable; la permeabilidad del suelo; el rendimiento específico; la profundidad requerida de aeración del suelo para el crecimiento de las plantas; la aplicación del riego y la percolación profunda resultante; la duración de la temporada de riego; el número de riegos; las condiciones climáticas; y en algunos casos por la calidad del agua de riego. Al producir el espaciamento apropiado de los drenes, para estimación de los requisitos de drenaje y de los costos de los drenes para fines de planeación; se debe hacer todo el esfuerzo posible para obtener información de sistemas que operan satisfactoriamente en las cercanías, o en áreas de suelo, topografía, clima y otras características, similares. A falta de esa in-

formación, es necesario acudir al uso de fórmulas matemáticas, que sirvan de apoyo al criterio, para predecir los requisitos del espaciamiento.

Se han desarrollado varios métodos para estimar el espaciamiento de drenes. La mayoría son métodos empíricos desarrollados para satisfacer las características específicas de un área particular, o están basados en hipótesis de condiciones de flujo en estado permanente. La propia naturaleza de la precipitación en áreas húmedas, o el programa de riegos en una zona bajo riego, tiene como consecuencia que el almacenamiento y la descarga del agua subterránea siga un régimen en estado no permanente, o estado transitorio. El Bureau of Reclamation ha desarrollado fórmulas y gráficas (Figuras 1 y 2) basadas en las condiciones de flujo transitorio que relacionan el comportamiento de la superficie freática, para varias características físicas del suelo, con el tiempo y el espaciamiento de los drenes. La verificación de la aplicabilidad de estas fórmulas y gráficas está demostrada por la correlación estrecha obtenida entre el espaciamiento real y los valores de abatimiento de drenes construidos, con las predicciones de los valores correspondientes, hechas por medio de las gráficas y de las características medidas del suelo.

Se ha desarrollado un método que sirve para determinar el espaciamiento de los drenes por medio de estas gráficas en unión con las características medidas del suelo y del régimen de riego en cualquier área específica. Aun cuando este método se desarrolló para ser usado en áreas relativamente planas, se ha determinado que también es aplicable en áreas que tienen pendientes adaptables al riego normal de superficie.

2 Fundamentos del método. El estudio de los hidrógrafos del agua subterránea en un área de riego, muestra que en general el agua freática asciende durante la estación de riego, alcanzando su máxima elevación después

4  
del último riego de la temporada, o en un área donde se cultiva todo el año, al final de la parte culminante de la temporada de riego. El agua freática posteriormente desciende en la temporada del año cuando afloja el riego, o cuando no se riega, y vuelve a subir otra vez al principio de la estación de riego del año siguiente. Además de esta fluctuación general durante el año, existe un ascenso definido inmediatamente después de cada recarga al agua subterránea, debido a la precipitación o al riego, con un descenso correspondiente de la superficie freática en el intervalo de tiempo que precede a la siguiente recarga.

Si la descarga anual de un área no iguala o excede a la recarga anual, la tendencia de esta fluctuación cíclica general de la superficie freática será progresivamente ascendente año con año. Cuando la descarga y la recarga anuales son iguales, el nivel más alto y la amplitud de la fluctuación cíclica anual de la superficie freática, queda razonablemente constante año con año. Esta condición se define como "equilibrio dinámico".

Las Figuras 3A y 3B son hidrógrafos del agua subterránea que muestran cómo se desarrollaron estas condiciones bajo riego en dos áreas específicas. La Figura 3A muestra la tendencia cíclica ascendente y la culminación y estabilización de la fluctuación cíclica, cuando sobre una base anual, el flujo hacia el exterior es igual al influjo, o sea cuando ha sido alcanzado el equilibrio dinámico. En este lugar particular, se alcanzó el equilibrio dinámico cuando la máxima elevación de la superficie freática quedó en un punto suficientemente abajo del nivel del terreno para excluir la necesidad de drenaje artificial. En otras palabras, en esta región las características del suelo son tales que el drenaje natural proporciona protección adecuada bajo las prácticas de riego de dicha área. La Figura 3B, muestra una tendencia similar ascendente del agua freática en otra área. Sin embargo, en esta localización la eleva-



ción máxima de la superficie freática en 1956 y la continua tendencia ascendente, indicaron la aproximación inminente de una condición perjudicial de superficie freática para el año siguiente. Sobre la base de esta información se construyó un dren en esta área en la primavera de 1957. El efecto del dren que resultó en producir un equilibrio dinámico y un nivel de la superficie freática seguro, es muy notable.

El método de determinar el espaciamiento de los drenes que aquí se indica, toma en cuenta el régimen transitorio de la recarga y la descarga del agua subterránea. Está diseñado para dar un espaciamiento que produce condiciones de equilibrio dinámico, en una altura específica de la superficie freática, bajo las características específicas de suelo, riego, cultivos y condiciones climáticas del área bajo consideración.

3. Datos requeridos. Las curvas de las Figuras 1 y 2 muestran gráficamente la relación entre los parámetros adimensionales  $y/y_0$  contra  $\frac{k D t}{SL^2}$  y  $\frac{Z}{H}$  contra  $\frac{k H t}{SL^2}$  basadas en la teoría del flujo transitorio. Representan la solución, en el punto central entre drenes, para los casos en que los drenes están localizados arriba de una barrera, o justamente encima de una barrera, respectivamente.

Las definiciones de los distintos conceptos de los parámetros, se muestran en forma gráfica en los croquis a la izquierda de las figuras 1 y 2, y cada concepto se discute en los siguientes párrafos.

- A.  $y_0$ , H Estos conceptos representan la altura de la superficie freática arriba del dren al principio de cada período individual de drenaje, o sea el tiempo cero o inicial, para cada período de drenaje. Como se usa en el método de espaciamiento de drenes, representan la altura de la superficie freática inmediatamente después de una elevación instantánea de la superficie, causada por la percolación profunda resultante de riego o de precipitación, o la elevación al prin-

cipio de cada nuevo periodo de drenado durante el proceso de descenso en la temporada de ausencia de riego. Su valor máximo se basa en los requerimientos de la zona de raíces aerada, para cultivos y condiciones climáticas de cada área específica.

B.  $y_e, z$  Estos conceptos representan la altura de la superficie freática arriba del dren, al término de cada periodo individual de drenado. Representan la altura hasta la cual la elevación central de la superficie freática ha descendido durante los periodos de tiempo específicos, debido a las características específicas del suelo y del espaciamiento de drenes.

C. Permeabilidad, k. Este concepto representa la permeabilidad, promedio pesado, en la zona de flujo entre el punto central comprendido entre la altura de la superficie freática y la de una zona lentamente permeable, que se considera la barrera, en lo que se refiere al flujo del agua subterránea hacia los drenes. El modelo matemático en el que se basa la solución de la teoría del flujo transitorio, supone un material de suelo isotrópico homogéneo en esta zona. Se sabe bien que esa condición rara vez existe, si acaso. Sin embargo, el uso de un valor, k, que representa un promedio de varias localizaciones individuales dentro del área bajo consideración, ha dado correlación bastante buena entre espaciamientos medidos y calculados y entre fluctuaciones de la superficie freática, que se considera satisfactoria para usarla en los cálculos de espaciamiento de drenes.

D. Rendimiento específico, S. El rendimiento específico de un material de suelo, es la cantidad de agua subterránea que drena fuera de un suelo saturado bajo la acción de la fuerza de la gravedad. Es aproximadamente la cantidad de agua contenida por un material de suelo, sobre la base de por ciento en volumen, comprendida entre la saturación y la capacidad de campo. Por lo tanto, el rendimiento específico re-

laciona la cantidad de fluctuación de la superficie freática, a la cantidad de agua subterránea recargada o descargada fuera del sistema. Sobre la base de numerosos datos, se ha podido desarrollar una relación general entre la permeabilidad y el rendimiento específico. Esta relación se muestra en la Figura 4 del capítulo 523.0 y se puede usar para estimar los valores del rendimiento específico en los cálculos de espaciamiento de drenes.

Como la fluctuación de la superficie freática en un área regada y drenada, tiene lugar en la zona que está comprendida entre los drenes y la máxima altura permisible de la superficie freática ( $y_0$  ó  $H$ ), es razonable suponer que el rendimiento específico promedio en esta zona, refleja en forma adecuada las fluctuaciones de la superficie freática. El uso de la Figura 4 del capítulo 523.0 para estimar el rendimiento específico, requiere por lo tanto, que se conozca la permeabilidad en esa zona.

El valor del rendimiento específico, cuando se usa en los parámetros adimensionales de las Figuras 1 y 2, toma en cuenta la cantidad del drenado representado por el descenso de la superficie freática. Para determinar la acumulación en la profundidad de la superficie freática que se obtiene por cada incremento de recarga, la profundidad de cada recarga, se divide entre el rendimiento específico.

- E. Tiempo, t. Este concepto representa los períodos de tiempo de drenado entre riegos, o el drenado a intervalos especificados, durante la temporada de ausencia de riego, durante la cual la superficie freática se hace descender por efecto de drenes. En un área regada, estos períodos de tiempo-entre-riegos han quedado establecidos. Si esta información no existe disponible, o si se requiere para un área propuesta para riego, se puede derivar de la manera descrita en el

párrafo 526.6.4. Se ha determinado que en el cálculo del espaciamiento, se debe dividir la larga temporada de ausencia de riego, en dos períodos de tiempo aproximadamente iguales.

F. Profundidad de flujo,  $D$ . Este concepto representa la profundidad media de la corriente subterránea que transmite agua hacia el dren. Como se muestra en la Figura 1,  $D = d + y_0/2$ , o sea que la profundidad es igual a la distancia vertical del dren al punto medio de la superficie freática, para el tiempo especificado.

Se debe notar que las curvas de las Figuras 1 y 2, son para los casos en que los drenes están localizados arriba de una barrera, o justamente encima de ella, respectivamente. La derivación teórica para el caso donde los drenes están localizados arriba de la barrera, se basó en la hipótesis de que los drenes están a una profundidad somera, comparada con la profundidad hasta la barrera; es decir  $d > y_0$  máxima. Esto plantea una cuestión en relación a los casos donde los drenes están arriba de la barrera, pero  $d$  no es grande en comparación con  $y_0$  máxima. Un estudio de los resultados de verificaciones de aplicabilidad de las Figuras 1 y 2, indicó que donde  $d/y_0 \leq 0.10$ , el cálculo del espaciamiento se debe efectuar con base en el caso donde los drenes están localizados justamente encima de la barrera. El estudio demostró también que para las condiciones en donde  $d/y_0 > 0.80$ , los cálculos de espaciamiento se deben efectuar con base en el caso donde los drenes están localizados arriba de una barrera. Infortunadamente, ninguno de los datos disponibles para estas comparaciones, dió un valor  $d/y_0$  comprendido en el intervalo entre 0.10 y 0.80. Por lo tanto, todavía existe duda con respecto a cuál de los dos casos se debe usar cuando el valor  $d/y_0$  queda dentro de este intervalo. Sin embargo, debe ser posible predecir un espaciamiento de drenes satisfactorio para este intervalo, mediante un uso juicioso de los resultados

de ambos casos.

9

Los resultados de la investigación indicaron que una barrera que se encuentra a una profundidad mayor de  $L/4$ , no afecta apreciablemente el espaciamiento de los drenes. Por lo tanto, valores de  $L$  mayores que  $L/4$  no se deben usar.

- G. Espaciamiento de los drenes,  $L$ . Este concepto representa la distancia entre drenes paralelos. El espaciamiento no se calcula en forma directa en este método, sino que se deben suponer valores y obtener una solución, la cual se examina para determinar si con las condiciones físicas prescritas, los valores intermitentes sucesivos de elevación y descenso de la superficie freática se compensan unos a otros en una base anual, es decir si se produce un estado de equilibrio dinámico.

Convergencia. Cuando el agua subterránea fluye hacia un dren, el área de flujo debe convergir y en consecuencia, el área se reduce a medida que el agua se acerca al dren. Esto origina una pérdida de carga en el sistema, que se debe tomar en cuenta en los cálculos del espaciamiento.

La curva de la Figura 1, no toma en cuenta esta pérdida por convergencia, y el espaciamiento que resulta por el uso de esta curva es algo mayor que el espaciamiento correcto. La siguiente fórmula se puede usar para estimar la cantidad en que se debe reducir el espaciamiento que fue obtenido en la Figura 1:

$$\text{Corrección} = D \log_e \frac{D}{4r}$$

donde:

$D$  = profundidad media del flujo (metros), y

$r$  = radio exterior del tubo de drenaje mas el espesor de

la envoltura de grava, o en el caso de drenes abiertos,

La curva de la Figura 2 está basada en una solución en la cual se toma en cuenta la convergencia en el perfil inicial de la superficie freática. Por lo tanto, no se necesita corrección por convergencia si el espaciamiento de los drenes se obtiene mediante el uso de la Figura 2.

4. Método de uso. En este párrafo se describe brevemente el método que se sigue para usar los datos descritos en el párrafo 526.4.3 anterior, para producir las condiciones de equilibrio dinámico. En el párrafo 526.4.5 se da una descripción más detallada en los cálculos del ejemplo.

Empezando con un espaciamiento supuesto para los drenes,  $L$ , y en la hipótesis de que la superficie freática alcanza la altura máxima permisible,  $y_0$ , arriba del dren, inmediatamente después de la aplicación del último riego de cada temporada, la posición de la superficie freática en el punto central entre los drenes se calcula: (1) por medio del proceso de descenso en la temporada en que no hay riegos (aún en las áreas en donde hay cultivos durante todo el año, se presenta un período de inactividad en alguna época del año); y (2), por el proceso de elevación de la superficie freática y drenado de cada aplicación de riego, durante la siguiente temporada de riego. Si se han llegado a producir las condiciones de equilibrio dinámico, debidas al espaciamiento supuesto de los drenes, la superficie freática al terminar la temporada de riego, regresa otra vez a la altura máxima permisible,  $y_0$ . Evidentemente, este es un proceso de ensayo de aproximaciones sucesivas, en el cual se supone un cierto espaciamiento de drenes y se obtiene una solución para examinar si con las condiciones físicas prescritas, la elevación intermitente sucesiva de la superficie freática y el drenado consiguiente, se compensan el uno al otro sobre una base anual.

Normalmente, sólo es necesario hacer unas dos hipótesis de espaciamiento de drenes, antes de llegar a comprobar que el espaciamiento produce el e-

11  
 equilibrio dinámico. Si se supone una relación lineal entre los dos espaciamientos obtenidos y sus valores resultantes de  $y_0$ , después de un ciclo anual completo, y si las hipótesis originales dan resultados razonablemente cercanos al espaciamiento correcto, se logra su determinación.

5 Dren arriba de la capa de barrera. En seguida se presenta un ejemplo que ilustra los métodos de cálculo para este caso. Se suponen las siguientes condiciones:

- A. La profundidad desde el dren hasta la barrera,  $d$ , es 6.706 m.
- B. La profundidad del dren es 2.438 m.
- C. Se requiere una zona de raíces de 1.219 m. Este dato fija la altura máxima permisible de la superficie freática arriba del dren en 1.219 m.
- D. La permeabilidad, promedio pesado, en la zona entre la barrera y la altura máxima permisible de la superficie freática es 127 mm por hora, o sea 3.048 metros por día.
- E. La permeabilidad es uniforme en toda la profundidad. Por lo tanto, la permeabilidad en la zona entre la altura máxima permisible de la superficie freática y los drenes, también es 127 mm por hora. De la Figura 4 del capítulo 523.0 se obtiene el valor correspondiente del rendimiento específico que resulta 18 por ciento.
- F. La percolación profunda que resulta de la aplicación de cada riego (que se supone que es la misma de un deshielo de primavera) es 25.4 mm. El ascenso de la superficie freática que se obtiene de cada incremento de recarga es la percolación profunda dividida entre el rendimiento específico, o sea  $25.4/0.18 = 141$  mm.
- G. Las fechas aproximadas del deshielo y de las aplicaciones de cada riego son como sigue:

	Fecha	Período de tiempo entre riegos, días
Deshielo	Abril 22	
Primer riego	Junio 6	45

Segundo riego	Julio 1	12	25
Tercer riego	Julio 21		20
Cuarto riego	Agosto 4		14
Quinto riego	Agosto 18		14
Sexto riego	Septiembre 1		14
			<u>132</u>

Por lo tanto, el período de ausencia de riego, cuando no se agrega agua adicional es de 233 días ( $365 - 132 = 233$ ).

- H. Resultó un espaciamiento de 442 m de la relación del espaciamiento supuesto y de la altura de las superficies freáticas finales, obtenido de dos cálculos previos. Con la hipótesis de que la superficie freática alcanza la altura máxima permisible inmediatamente después de la aplicación del último riego de cada temporada, se empiezan los cálculos con el tiempo que corresponde a ese instante. El primer paso para aplicar el método, es calcular el valor  $\frac{k D t}{S L^2}$  para el primer intervalo de tiempo. Con este valor y con la curva de la Figura 1, es posible encontrar el valor de  $y/y_0$ . Conociendo el valor inicial  $y_0$ , podemos calcular  $y$ , o sea la altura hasta la cual desciende el punto central de la superficie freática durante este período de tiempo. Este proceso se repite para cada intervalo de tiempo sucesivo, obteniendo para cada uno la altura alcanzada de la superficie freática, como resultado neto de cada recarga y drenado sucesivo.

La tabla siguiente muestra los cálculos que verifican el espaciamiento:



Cálculo de la fluctuación de la superficie freática con dren arriba de la capa de barrera y con espaciamiento de drenes de 442 metros

Riego Núm.	t días	Ascenso en cada riego m	$y_0$ m	D m	$\frac{k D t^3}{6 S L^2}$	$\frac{y}{y_0}$	y m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
6	117		1.219	7.315	0.0742	0.566	0.690
	116		0.690	7.051	0.0709	0.580	0.400
Deshielo		0.141					
	45		0.541	6.976	0.0272	0.877	0.474
1		0.141					
	25		0.615	7.014	0.0152	0.958	0.589
2		0.141					
	20		0.730	7.071	0.0123	0.978	0.714
3		0.141					
	14		0.855	7.133	0.0087	0.985	0.842
4		0.141					
	14		0.983	7.197	0.0087	0.985	0.968
5		0.141					
	14		1.109	7.260	0.0088	0.985	1.092
6		0.141					
			1.233				

Explicación de cada columna:

Columna (1). Número de cada incremento sucesivo de recarga, por ejemplo deshielo, lluvia o riego.

Columna (2). Duración del período de drenado (tiempo entre dos incrementos sucesivos de recarga o entre períodos incrementales de drenado).

Columna (3). Elevación instantánea debida a cada incremento de recarga (percolación profunda dividida por rendimiento específico).

Columna (4). Altura de la superficie freática arriba de los drenes en el punto central entre drenes inmediatamente después de cada elevación, o al

principio de los períodos de tiempo incrementales durante el drenado que sucede en la temporada de ausencia de riego (columna (8) del período precedente más columna (3) del período corriente).

Columna (5). Profundidad media del flujo,  $d + y_0/2$  ( $d$  debe estar limitada a  $L/4$ ).

Columna (6). Un valor calculado que representa las condiciones de flujo durante cualquier período particular de drenado  $\left\{ \left( \frac{K}{SL^2} \times (\text{Columna } 2) \times (\text{Columna } 5) \right) \right\}$ .

Columna (7). Tomada de la curva de la Figura 1.

Columna (8). Punto central de la altura de la superficie freática entre drenes al final de cada período de drenado  $\{ (\text{Columna } 4) \times (\text{Columna } 7) \}$

El espaciamiento de 442 metros resulta en una elevación máxima de la superficie freática de 1.233 metros que es satisfactorio. Como se indicó en el párrafo 526.4.30, esta solución no toma en cuenta la convergencia. La reducción en espaciamiento debida a la convergencia se obtiene usando la ecuación del párrafo referido como sigue:

$D$  = profundidad media del flujo; en este ejemplo

$$D = \frac{7.315 + 6.976}{2} = 7.146 \text{ metros, y}$$

$r$  = radio exterior del dren más envoltura de grava; en este ejemplo, el radio exterior del tubo de 152 mm DI, más 102 mm, igual a 192 mm.

La corrección es por lo tanto:

$$C = D \log_e \frac{D}{4r}$$

$$= 7.146 \log_e \frac{7.146}{4 \times 0.192} = 7.146 \times 2.231 = 15.940 \text{ metros}$$

El espaciamiento corregido sería entonces  $442.00 - 15.94 = 426.06$  metros. La Figura 4 ilustra la fluctuación de la superficie freática que resulta de las condiciones de este ejemplo y del espaciamiento correspondiente de los drenes.

.6 Dren justamente encima de la capa de barrera. El siguiente ejemplo se

presenta para ilustrar el método de cálculo en este caso. Se supone que todas las condiciones son las mismas que las del ejemplo precedente, excepto la que se refiere a la profundidad de la barrera.

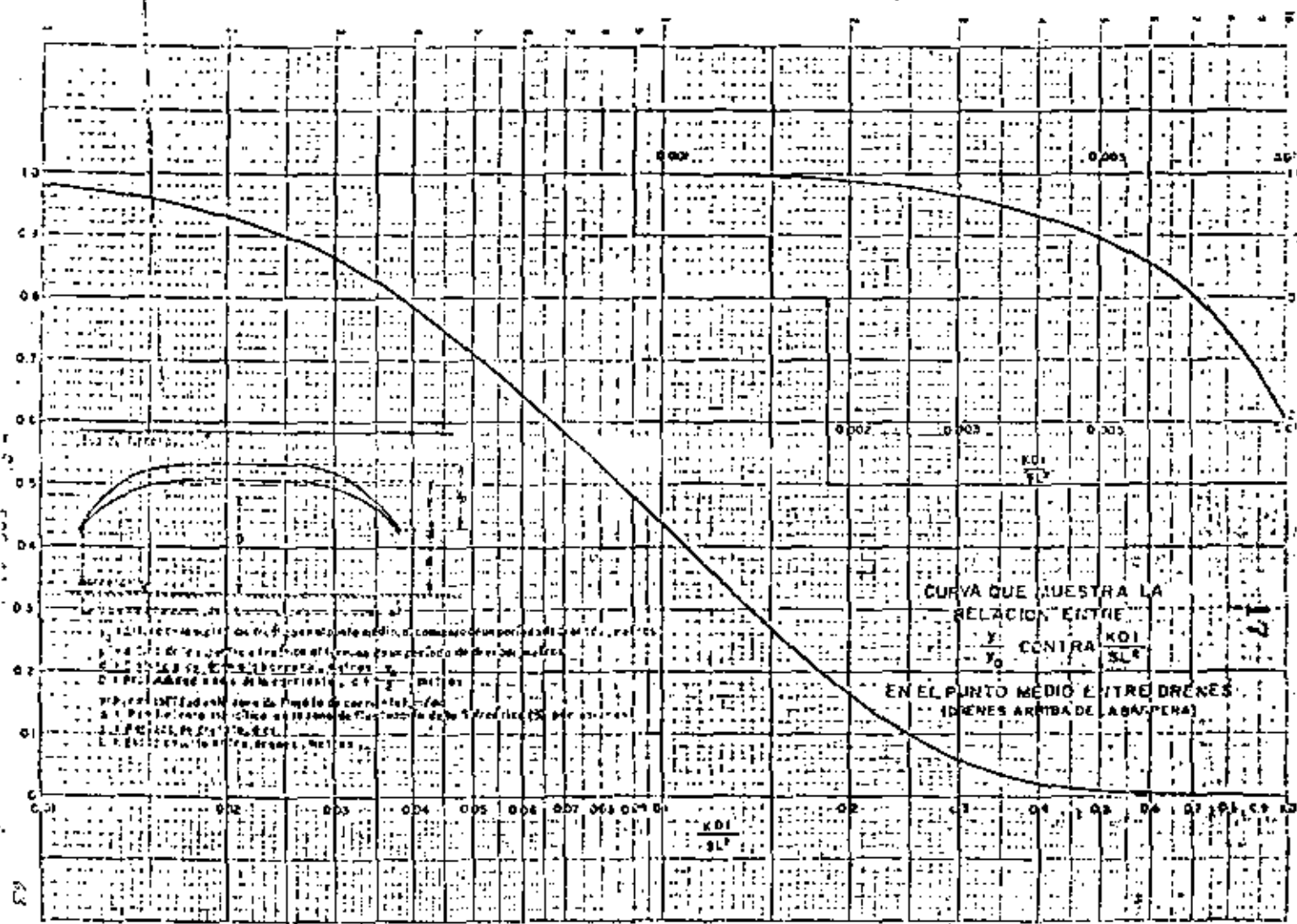
Las hipótesis del espaciamiento entre los drenes y los cálculos subsiguientes de la altura de la superficie freática, son similares a los del ejemplo previo, con la excepción de que se usa la curva de la Figura 2 con un modelo de cálculo ligeramente modificado. Se necesita también el proceso de ensayo de aproximaciones sucesivas, pero como sucedió en el ejemplo precedente, el espaciamiento correcto se puede determinar después de dos cálculos de prueba.

La siguiente tabla muestra los cálculos que verifican el espaciamiento:

Cálculo de la fluctuación de la superficie freática con el dren justamente encima de la capa de barrera y con espaciamiento de drenes de 143.256 metros (470 pies)

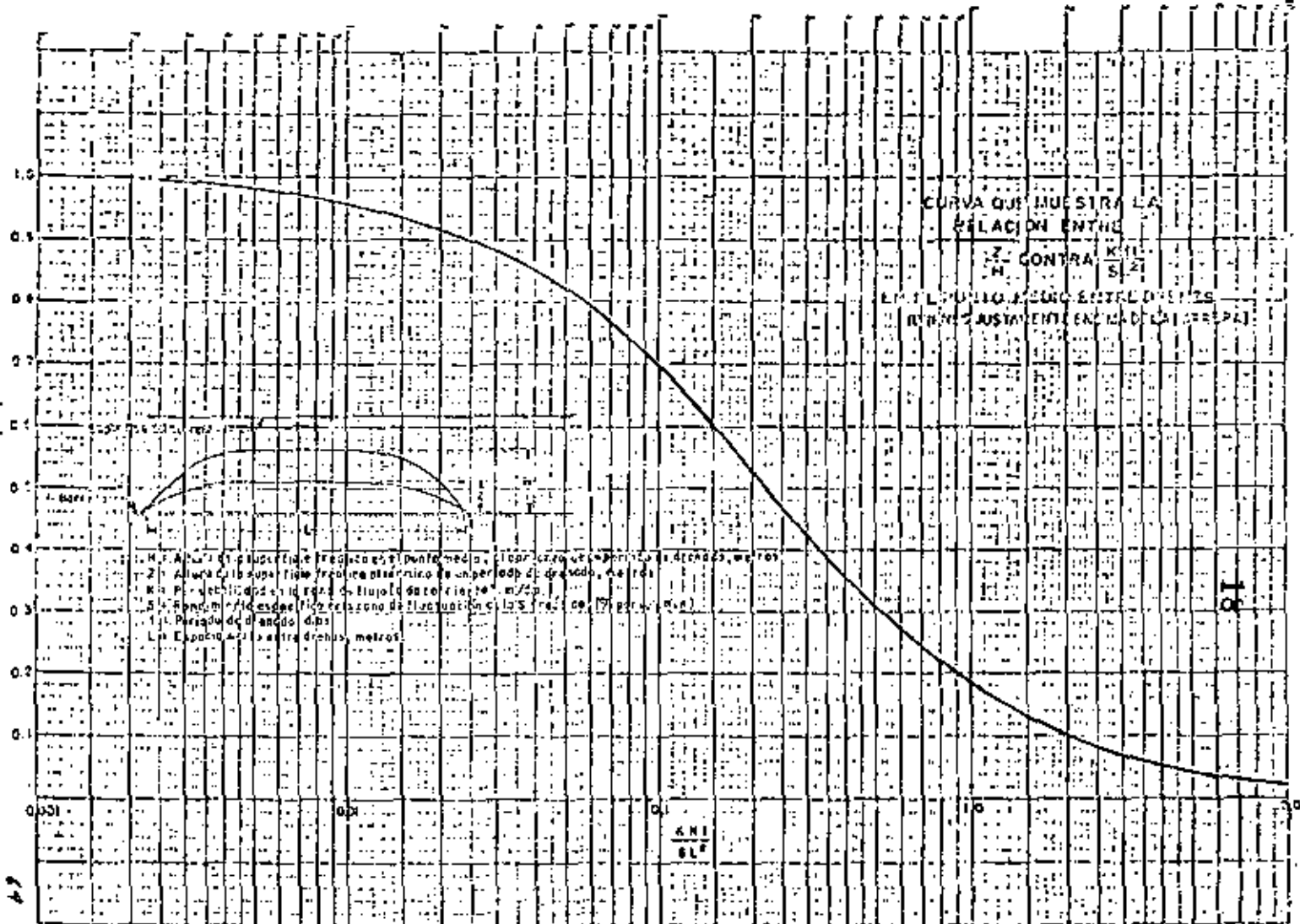
Riego Núm.	t días	Ascenso de s.f. por cada riego m	H m	$\frac{k H t}{S L^2}$	$\frac{Z}{H}$	Z m
	6					
	117		1.219	0.117 7	0.655	0.798
	116		0.799	0.076 5	0.745	0.595
Deshielo		0.141				
	45		0.735	0.027 3	0.890	0.654
1		0.141				
	25		0.792	0.016 3	0.932	0.738
2		0.141				
	20		0.878	0.014 5	0.940	0.825
3		0.141				
	14		0.966	0.011 2	0.953	0.921
4		0.141				
	14		1.061	0.012 3	0.949	1.007
5		0.141				
	14		1.146	0.013 2	0.945	1.083
6						

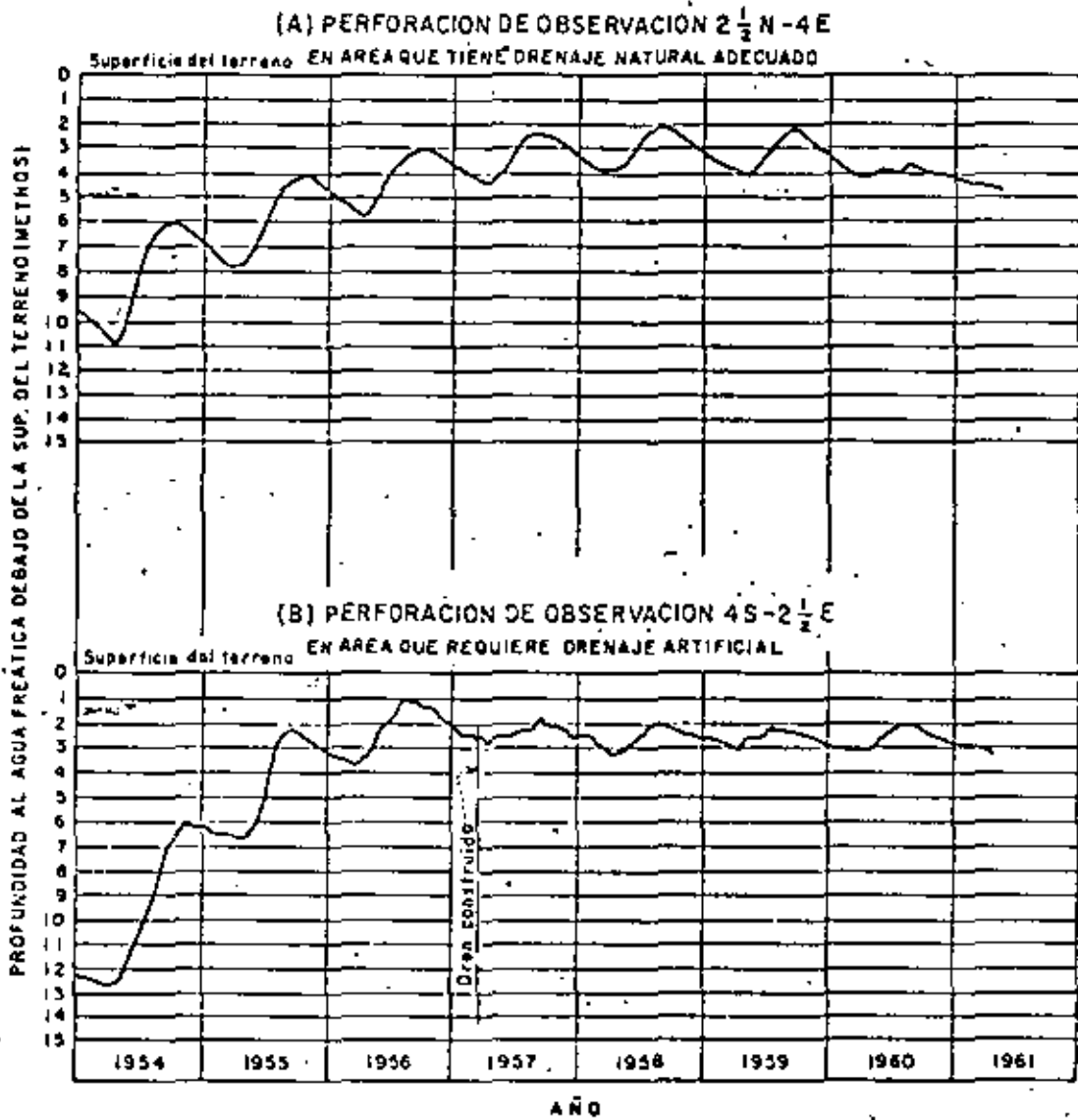
Como se estableció en el párrafo 526.4.3C, no es necesario hacer corrección por convergencia. El espaciamiento correcto sería entonces el indicado, de 143 m.



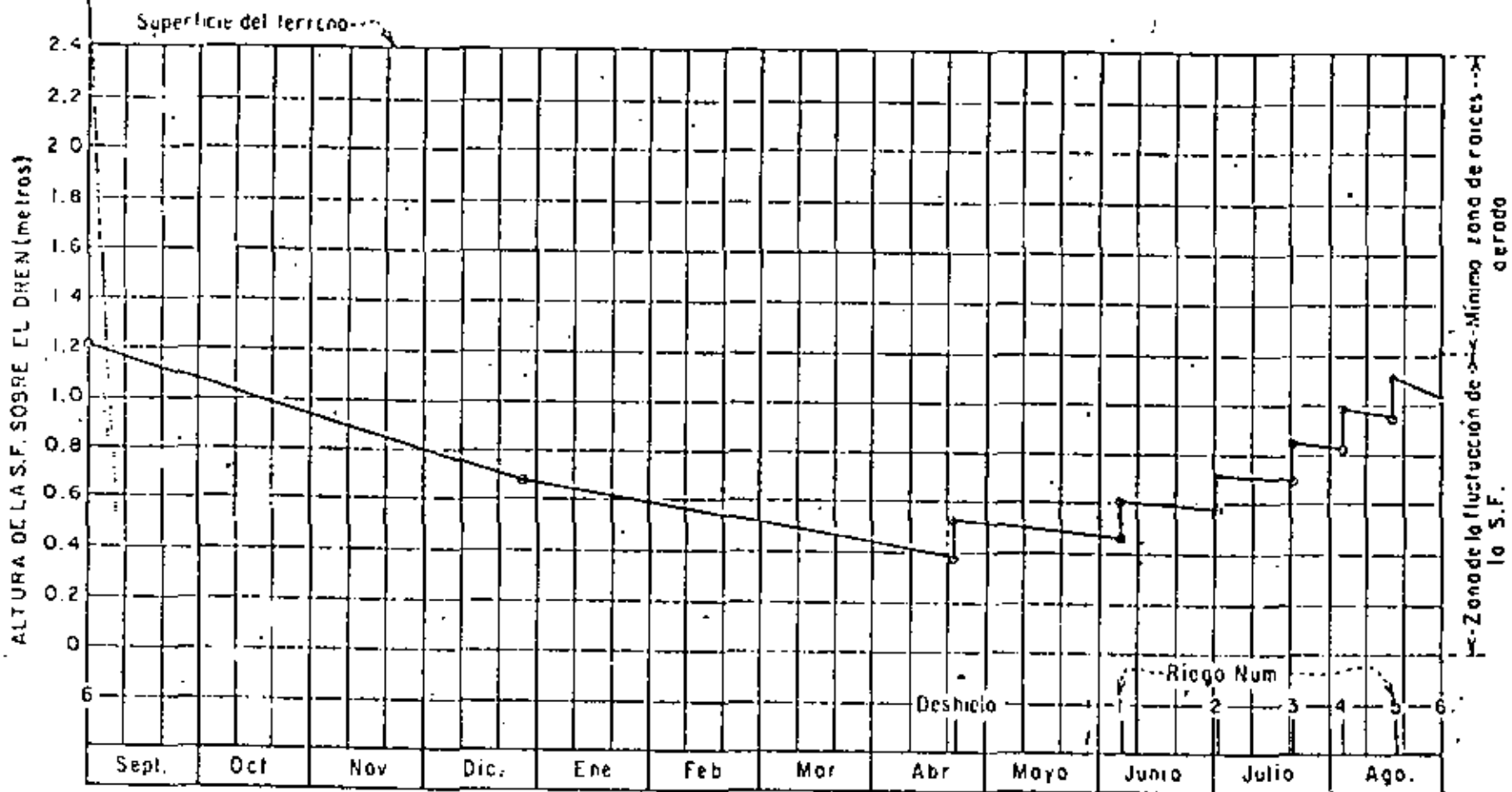
CURVA QUE MUESTRA LA  
 RELACION ENTRE  
 $\frac{Y}{Y_0}$  CONTRA  $\frac{KDI}{SL^2}$   
 EN EL PUNTO MEDIO ENTRE DRENES  
 (DRENES ARRIBA DE LA BARRERA)

Adaptación del plano U.S. G. R. 103-0-158



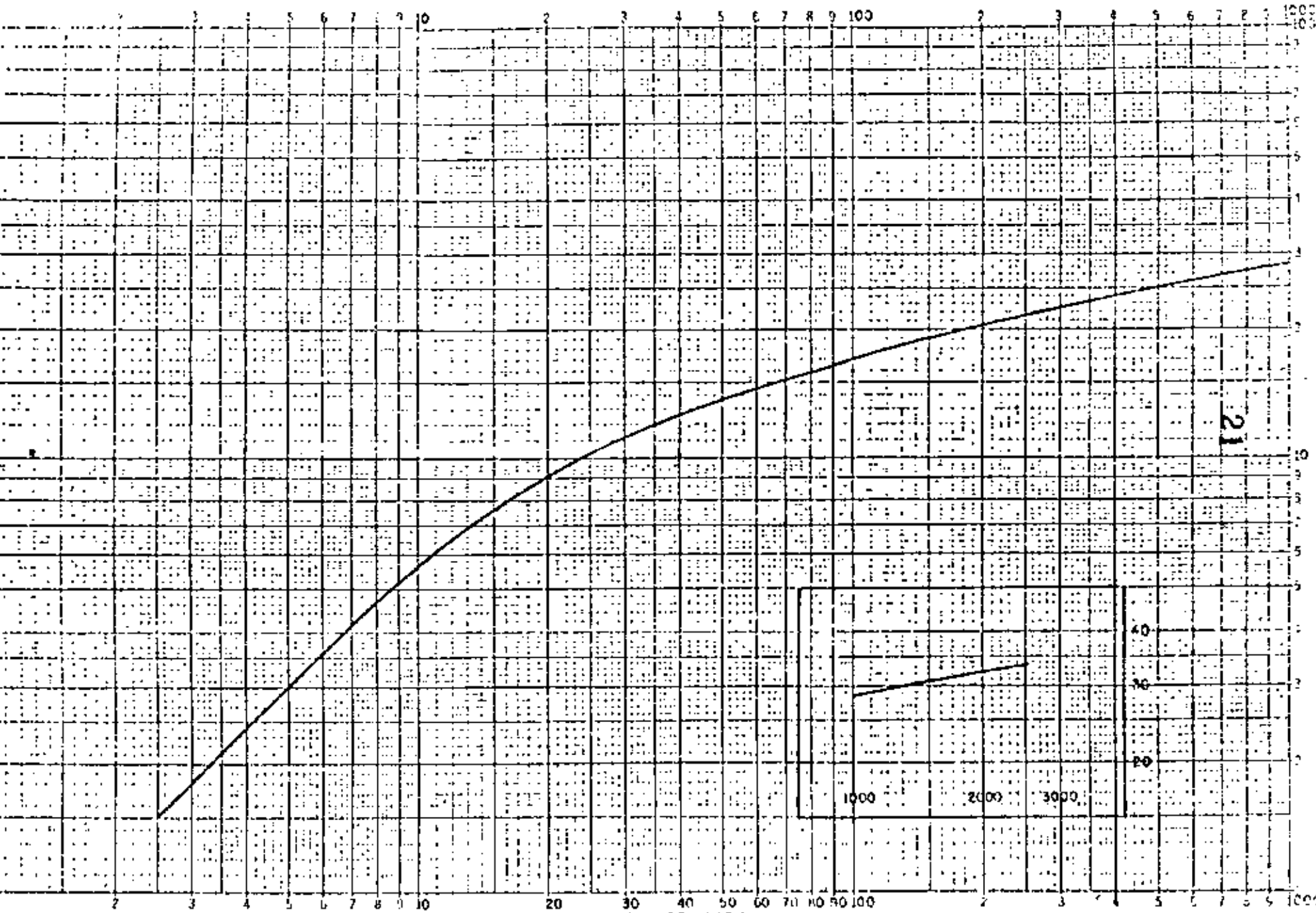


HIDROGRAFOS DEL AGUA FREATICA



FLUCTUACION DEL NIVEL DE LA SUPERFICIE FREATICA EN UN DREN INSTALADO ARRIBA DE LA CAPA DE BARRERA





PERMEABILIDAD - MILIMETROS POR HORA  
EL RENDIMIENTO ESPECIFICO Y LA PERMEABILIDAD

Adaptación del plano U.S.B.P. 102-D-593



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

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

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"  
CHICAYAN, VER

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

IA. PARTE

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO		USOS CONSUNTIVOS													
	SIEMBRA	COSECHA	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL	
MAIZ (VERANO)	Agosto	Nov. - Dic.									20.8	15.7	13.1	8.5	5.9	64.0
MAIZ (INVIERNO)	Enero	Mayo	6.2	8.1	13.4	14.5	15.3									57.5
SORGO	Julio	Octubre								7.3	15.6	15.0	8.9			46.8
FRIJOL (VERANO)	Julio	Octubre								8.4	12.7	12.6	8.9			42.6
FRIJOL (INVIERNO)	Nov.	Feb. - Mar.	10.9	9.2	8.0									6.5	8.8	43.4
SOYA (VERANO)	Julio	Octubre								8.4	12.7	12.6	8.9			42.6
SOYA (INVIERNO)	Nov.	Feb. - Mar.	10.9	9.2	8.0									6.5	8.8	43.4
CITRICOS	Primav.	Agst. - Oct.	6.1	5.4	6.8	7.7	9.4	12.2	10.8	10.1	9.0	8.5	7.0	6.3		99.5

Dic. 1

CULTIVO	CICLO VEGET.		HEC-TAREAS	DEMANDAS DE RIEGO											
	SIEMBRA	COS.		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Maiz (Verano)	Agosto	Nov-Dic	855								2'464,000	2'237,250	1'844,750	1'211,250	840,750
Maiz (Invierno)	Enero	Mayo	855	883,500	1'154,250	1'907,500	2'044,250	2'780,250							
Sorgo	Julio	Oct.	855							1'040,250	2'723,000	2'137,500	1'248,250		
Frijol (Verano)	Julio	Oct.	570							798,000	1'206,500	1'197,000	823,500		
Frijol (Invierno)	Nov.	Feb.	570	1'032,000	874,000	760,000								617,500	834,000
Soya (Verano)	Julio	Oct.	426							596,000	901,700	854,400	631,500		
Soya (Invierno)	Nov.	Feb-Mar	426	713,500	633,200	568,000								441,500	624,000
Citricos	Prim.	Abr-Oct	135	127,250	126,000	153,000	173,250	211,500	274,500	243,000	227,250	202,500	191,500	157,500	141,750
Demandas Mensuales				2'830,125	2'807,450	3'350,500	2'227,500	2'391,750	274,500	2'677,650	752,250	644,850	480,350	2'417,750	2'443,125

## SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativo No. 1 3 Unidades.-  $q = 1.166 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$  Considerando 30 días y 20 hrs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de $\text{m}^3$	2'832.15	2'807.45	3'390.5	2'239.5	2'391.75	2725	2'677.15	75'22.45	4'440.85	4'803.9	2'427.75	2'423.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.04	1.11	0.13	1.22	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	1	2	1	2	3	3	2	1	1
Bombas sin operar	1	1	1	2	1	2	1	0	0	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operacion	2.332	2.332	2.332	1.166	2.332	1.166	2.332	3.50	3.50	2.332	1.166	1.166
Horas maquina diarias, necesarias por bomba	11.23	11.15	13.46	17.84	9.52	2.23	10.63	20.00	17.72	19.04	19.38	19.38
Horas maquina diarias, Totales	22.46	22.30	26.92	17.80	19.04	2.23	21.26	60.00	53.16	38.08	19.38	19.38

Horas-máquina anual máxima =  $30 \times 20 \times 12 \times 3 = 21,600 \text{ hs.}$

Horas-máquina anual necesarias =  $322.05 \times 30 = 9,661.50 \text{ hs.}$

$\% \text{ Utilización del equipo} = \frac{9661.50}{21,600} = 44.72\%$

## SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativo No. 2      4      Unidades.-  $q = 2.875 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q_{\text{m} \times} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$       Considerando 30 días y 20 hrs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Eno.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agst.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de $\text{m}^3$	7822.15	2801.45	3370.5	2839.5	2391.75	274.5	2677.65	7522.45	6668.05	4803.9	2447.25	2443.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.04	1.11	0.13	1.24	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	2	2	1	2	4	4	3	2	2
Bombas sin operar	2	2	2	2	2	3	2	0	0	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.275	1.75	3.50	3.50	2.425	1.75	1.75
Horas maquina diarias, necesarias por bomba	14.57	14.86	17.91	11.89	12.65	2.97	14.17	20.00	17.71	16.91	12.91	12.91
Horas maquina diarias, Totales	29.94	29.72	35.82	23.78	25.30	2.97	28.34	80.00	70.04	50.73	25.82	25.82

Horas - Máquina anual máxima =  $30 \times 20 \times 12 \times 4 = 28,800 \text{ hrs.}$

Horas - Máquina anual necesarias =  $229.22 \times 50 = 12,876.6 \text{ hrs.}$

% Utilización del equipo =  $\frac{12,876.6}{28,800} = 44.71 \%$

## SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativo No. 3 5 Unidades.-  $q = 0.700 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 3.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$  Considerando 30 días y 20 hrs. diarios de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de $\text{m}^3$	2820.15	2807.45	3594.5	2239.5	2591.75	274.5	2677.65	7572.45	6628.85	4003.9	2447.75	2443.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.31	1.30	1.57	1.04	1.11	0.15	1.24	3.50	3.10	2.22	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	3	2	2	1	2	5	5	4	2	2
Bombas sin operar	3	3	2	3	3	4	3	0	0	1	3	3
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.40	1.40	2.10	1.40	1.40	0.70	1.40	3.5	3.5	2.80	1.40	1.40
Horas maquina diarias, ne- cesarias por bomba	18.71	18.57	14.95	14.86	15.16	8.71	17.71	20	17.71	15.16	16.14	16.14
Horas maquina diarias, Totales	37.42	37.14	44.85	29.72	31.72	3.71	25.12	150	88.55	63.44	32.28	32.28

Horas - Máquina anual, máxima =  $30 \times 20 \times 12 \times 5 = 36,000 \text{ hrs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias =  $536.53 \times 30 = 16,095.9 \text{ hrs.}$

% Utilización del Equipo =  $\frac{16,095.9}{36,000} = 44.71 \%$

## SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa No. 4 6 Unidades.-  $q = 0.583 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 3.50 \text{ m}^3 / \text{seg.}$  Considerando 30 días y 20 hrs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ena.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agf.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de $\text{m}^3$	2020.15	2807.45	3390.3	2299.3	2397.75	774.5	2677.65	7522.45	6668.05	4063.9	2447.75	2443.3
Gasto necesario $\text{m}^3 / \text{seg.}$	1.51	1.30	1.57	1.02	1.11	0.13	1.24	3.50	3.10	2.72	1.13	1.13
Numero de bombas para satisfacer el gasto necesario	3	3	3	2	2	1	3	6	6	4	2	2
Bombas en operor	3	3	3	4	4	5	3	0	0	2	4	4
Gasto suministrado por las bombas en operacion	1.75	1.75	1.75	1.17	1.17	0.583	1.75	3.5	3.5	2.33	1.17	1.17
Horas maquina diarias necesarias por bomba	14.98	14.87	17.95	17.84	19.02	4.46	14.18	20	17.12	19.04	19.38	19.38
Horas maquina diarias, Totales	44.94	46.61	53.85	35.68	34.08	4.46	22.54	120	106.32	76.16	34.76	34.76

*Horas - Máquina - anual máxima =  $3.0 \times 20 \times 12 \times 6 = 43,200 \text{ hrs.}$*

*Horas - Máquina anual necesarios =  $644.16 \times 30 = 19,324.8 \text{ hrs.}$*

*% Utilización del Equipo =  $\frac{19,324.8}{43,200} = 44.73\%$*



## Planta de Lumbao.

Datos:

Gasto de Diseño Planta de Lumbao.

$$Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Alternativa con 4 unidades.

$$q = 0.875 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (0.75 \text{ l/s}) \quad (13,000.29 \text{ l/d})$$

Condiciones de operación:

$$\text{Nivel del agua en la Descarga} = 30.29 \text{ m.}$$

$$\text{Nivel del agua en la succión} = \frac{12.03 \text{ m.}}{(h_{cc}) = 17.43 \text{ m.}}$$

Cálculo de la Carga Dinámica total:

$$(h_{cc}) = 17.43 \text{ m.}$$

Carga de fricción en la descarga:

a) tubería de Descarga:

$$q = 0.875 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d = 24'' = (0.61 \text{ mps.})$$

$$S = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (0.61)^2}{4} = 0.29 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{q}{S} = \frac{0.875}{0.29} = 3.02 \text{ m/seg.}$$

$n = 0.013$  (tubería de acero).

$$r = \frac{d}{4} = \frac{0.61}{4} = 0.15$$

$$r^{2/3} = 0.282$$

$$L = 15.00 \text{ mps.}$$

$$h_f = \left( \frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 L = \left( \frac{3.02 \times 0.013}{0.282} \right)^2 \cdot 15$$

$$h_f = 0.30 \text{ mts.}$$

a) Tubo de Conductor:

$$S = 3.50 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$\phi = 40^\circ \text{ (1.22 m)}$$

$$a = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (1.22)^2}{4} = 1.17 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{S}{a} = \frac{3.50}{1.17} = 2.99 \text{ m/seg.}$$

$n = 0.813$  (Tubo de acero).

$$r = \frac{d}{4} = \frac{1.22}{4} = 0.31$$

$$r^{7/2} = 0.458$$

$$L = 247 \text{ m.}$$

$$h_f = \left( \frac{v n}{r^{7/2}} \right)^2 L = \left( \frac{2.99 \times 0.013}{0.458} \right)^2 247$$

$$h_f = 2.47 \text{ mps.}$$

$\therefore$  Pérdidas por cada tramo:

$$h_f = \frac{2.47}{4} = 0.62 \text{ mps.}$$

$$\therefore h_f = 0.62 \text{ mps.}$$

Para este caso:

$$H = 17.2 + h_f = 17.42 + 0.20 + 0.05$$

$$H = 18.35 \text{ m. (60.17')}.$$

$$\eta = 0.80 \text{ mínima.}$$

$$P = \frac{9 H}{76 \eta}$$

$$P = \frac{815 \times 18.35}{76 \times 0.80}$$

$$P = 264.08 \text{ HP.}$$

De acuerdo con la altura y la velocidad de rotación se conoce la flecha conveniente:

Diámetro de la flecha  $2\frac{3}{16}$ " para 32 rpm. y considerando una columna de  $2\frac{1}{2}$ " x  $2\frac{3}{16}$ " (diámetro exterior y flecha).

La pérdida por fricción en fricción en la columna vale (pág. 122) (4.7)

La longitud de la columna:

$$= 10.50 \text{ m.}$$

$$h_f = \frac{4.7}{100} \times 10.50 = 0.49 \text{ m.}$$

(11a) Carga de velocidad en la descarga:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

$$= \frac{2.79^2}{19.62}$$

$$= 0.46 \text{ m.}$$

∴ Pérdida por esta causa:

$$h_f = \frac{0.46}{4}$$

$$h_f = 0.12 \text{ m.}$$

Suma de las Cargas Pérdidas:

$$\text{Carga estática total} = 17.92 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de fricción en la succión} = 0.49 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de fricción en la descarga} = 0.92 \text{ m.}$$

$$\text{Carga de velocidad en la descarga} = 0.12 \text{ m.}$$

$$\text{Carga Manométrica total} = 19.96 \text{ m.}$$

(22.17)

Potencia:

$$P = \frac{QH}{76\eta} \quad \eta = 0.80$$

$$P = \frac{875 \times 19.96}{76 \times 0.80}$$

$$P = 272.56 \text{ HP.}$$

Flecha mecánica en la flecha:

$$\text{Longitud aproximada de la flecha} = 10.58 \text{ m} = 24.40$$

En la pág. 125 se observa que para una velocidad de 875 rpm. una flecha con  $\phi = 2\frac{3}{16}$ " es apropiada hasta una potencia de 275 HP. La pérdida mecánica es de 1.12%.

De acuerdo con lo anterior las características de la columna:

$$\phi \text{ exterior} = 24"$$

$$\phi \text{ camisa} = 24"$$

$$\phi \text{ flecha} = 2\frac{3}{16}"$$

La h<sub>fm</sub> sería:

$$h_{fm} = \frac{1.12}{100} \times 24.45'$$

$$h_{fm} = 0.27 \text{ HP.}$$

$$\text{Potencia Total} = 272.86 + 0.27$$

$$= 273.25 \text{ HP.}$$

$$P = 273.25 \text{ HP.}$$

Velocidad específica:

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{875 \times \sqrt{12,820.29}}{(2.19)^{3/4}} = \frac{875 \times 112.25}{22.146}$$

$$N_s = 4,456.21$$

El valor de esta velocidad específica, queda comprendido entre los correspondientes a bombas de flujo mixto. También la carga de 22.19' queda comprendida dentro

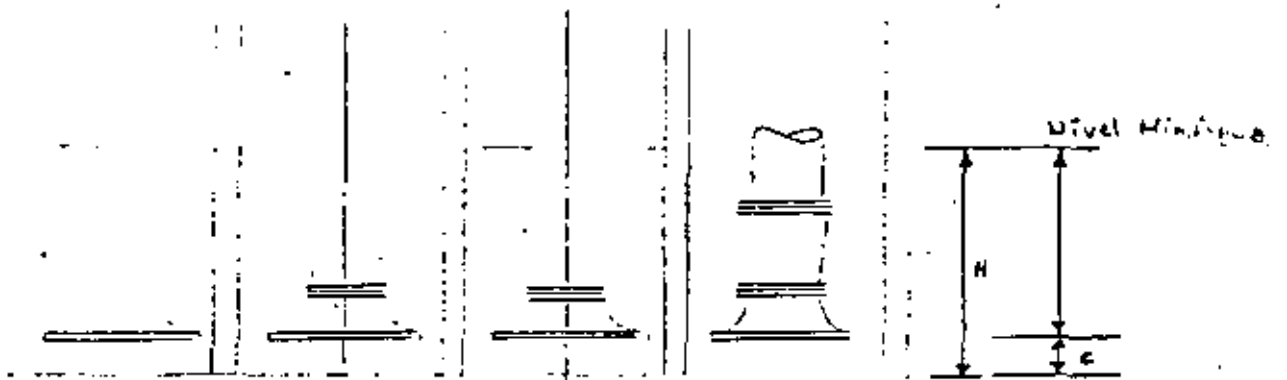
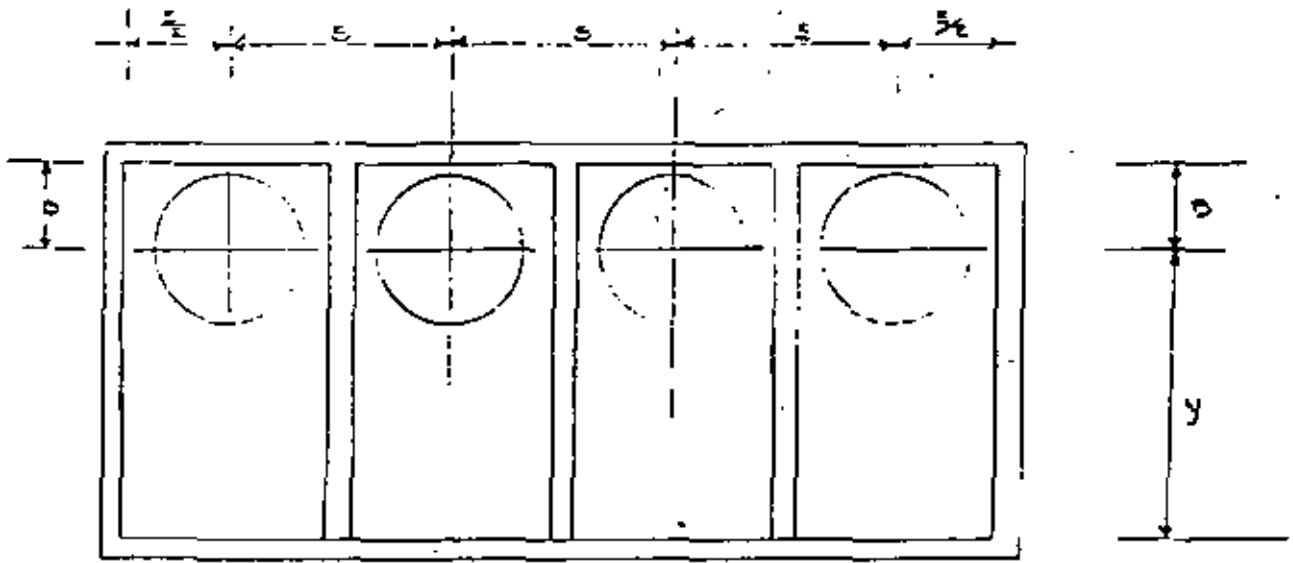
DIMENSIONES DEL CARCENO DE BOMBEO.  
con relación al flujo.

Implementando el ábaco del ESTANDAR DEL INS-  
TITUTO DE HIDRAULICA

Galones por mi- nuto for Bomb.	DIMENSIONES RECOMENDADAS.											
	C		D		E		H		Y		A	
	PULG.	CM.	PULG.	CM.	PULG.	CM.	PULG.	CM.	PULG.	CM.	PULG.	CM.
12,888.89 GPM. (0.875 M <sup>3</sup> /s). x 1.25	12.5"	312.0	50"	127.2	70"	177.8	100"	254	110"	279.4	18.5"	469.9
		42.75	95.25	222.25	312.5	349.25	371.5					
	DIMENSIONES ADOPTADAS.											
12,888.89 GPM.		50		100		240		380		400		

MINIMA SUMERGIDA 3.6'

Modelo 2420 — 3.6' = 1.09 m/s.



# PROYECTO CONDU DE LANZADA.

Datos Hidráulicos:-

$$Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$t = 1.5:1$$

$$n = 0.014$$

$$b = 1.05 \text{ m.} \quad d = 1.05 \text{ m.}$$

$$A = bd + td^2 = (1.05)(1.05) + 1.5(1.05)^2$$

$$A = 2.7562 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = (1.05) + 2(1.05) \sqrt{1+1.5^2}$$

$$P = 4.8384$$

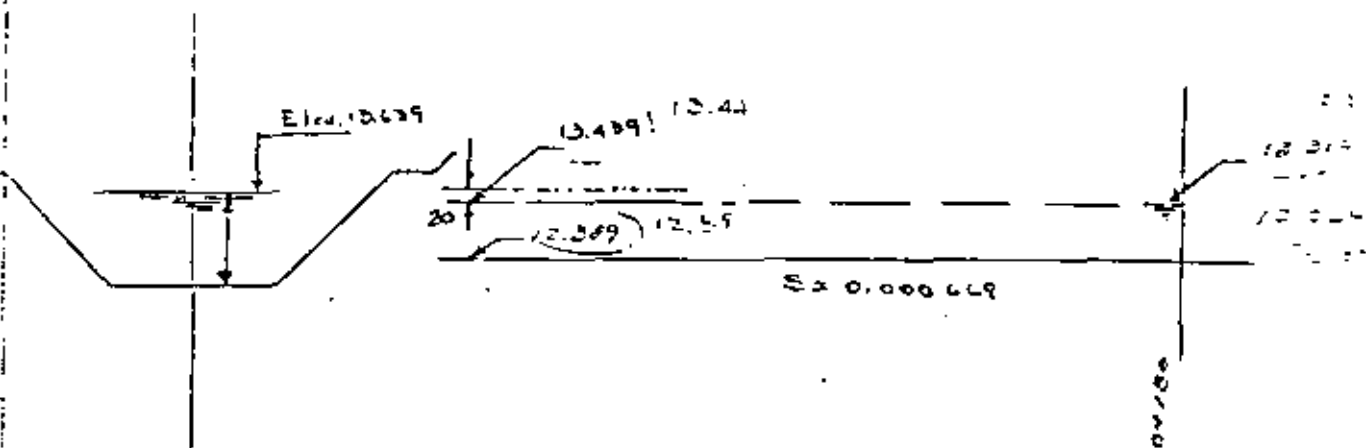
$$r = \frac{A}{P} = \frac{2.7562}{4.8384} = 0.5696$$

$$r^{2/3} = 0.6871$$

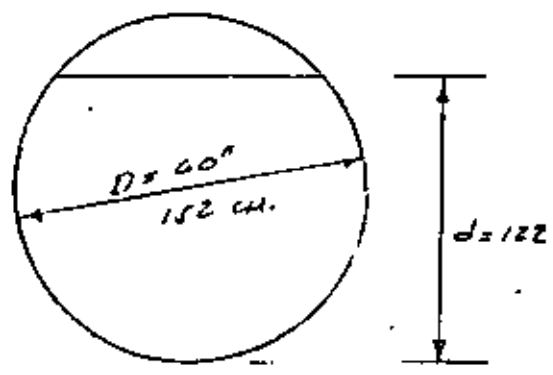
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{3.5}{2.7562} = 1.2696$$

$$S = \left( \frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.2696 \times 0.014}{0.6871} \right)^2$$

$$S = 0.000669$$



# TUBERIA PARA CANAL DE MONEDA.



$$\frac{d}{D} = \frac{122}{152} = 0.80$$

$$\frac{A}{D^2} = 0.6736 \quad A = 1.56 \text{ m}^2$$

$$\frac{P}{D} = 2.2143 \quad P = 0.37 \text{ m}$$

$$\frac{r}{D} = 0.3042 \quad r = 0.46$$

$$r^{2/3} = 0.596$$

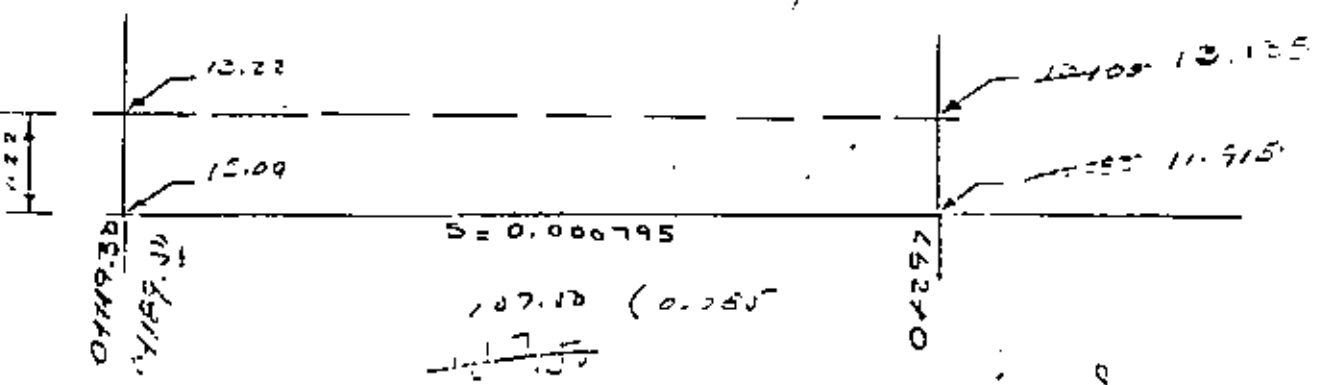
$$Q = VA$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.75}{1.56} = 1.12 \text{ m/seg}$$

$$V = 1.12 \text{ m/seg.}$$

$$S = \left( \frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.12 \times 0.015}{0.596} \right)^2$$

$$S = 0.000795$$



2.25  
1.3  
1.5  
1.6  
1.7  
1.8  
1.9  
2.0  
2.1  
2.2  
2.3  
2.4  
2.5

1.7  
1.8  
1.9  
2.0  
2.1  
2.2  
2.3  
2.4  
2.5

1.2  
1.3  
1.4  
1.5  
1.6  
1.7  
1.8  
1.9  
2.0  
2.1  
2.2  
2.3  
2.4  
2.5

1.2  
1.3  
1.4  
1.5  
1.6  
1.7  
1.8  
1.9  
2.0  
2.1  
2.2  
2.3  
2.4  
2.5



Referencia: Canal de Llamado de agua al prospecto Rev. C...  
 0) 2 líneas de fondo de 100...

CONCEPTO UNIDAD CANTIDAD P.U. Importe  
 Clasif. Descripción

A. PLANTA DE BOMBEO.  
 a. Obra Civil

A. 2.1	Exc. cualg. mat. en terr. Nat. para los Tajos	m <sup>3</sup>	19,500	28.50	556,800
A. 2.2	Exc. cubeta en cualg. mat. en el terr. Nat.	m <sup>3</sup>	600	49.92	29,952
A. 2.3	Exc. cualg. mat. para ab- rir los Estructuras	m <sup>3</sup>	9,500	75.12	712,500
A. 2.4	Relleno compactado de cualg. mat. exc. roca, pro- veniente de excavacio- nes freccias	m <sup>3</sup>	7,500	41.32	309,900
A. 2.5	Relleno sin compactar	m <sup>3</sup>	3,500	30.12	105,720
A. 2.6	fab. y col. de concreto pa- ra revestir canal	m <sup>3</sup>	100	1,346.44	134,644
A. 2.7	Sum. y col. fabrica de con- creto de 1.50 p (2 líneas)	m.	295	2,459.16	725,452
A. 2.8	Fab. y col. de concreto para Estructuras.	m <sup>3</sup>	250	4,025.48	1,016,370
A. 2.9	Sum. y col. de fo. de Refuerzo	Kg.	25,150	17.25	432,862

CONCEPTO, UNIDAD CANTIDAD P.U. Importe  
 -Clasif. Descripción

A. 2.10	Sum. y vol. fe				
	Estructural	Kg.	4,500	45.22	202,500.22
TOTAL:					<u>202,500.22</u>

C O N C E P T O . UNIDAD CANTIDAD P.V. IMPORTE  
 Clasif. Descripción

6.1 - Equipo de Bombeo.

A.6.1 Sum. e Inst. Computa motor bomba	Pza.	4	1'500'000	6'000'000
A.6.2 tubería de Conduc- ción de 48" p y 3/4" es- pesor	m. to.	270	20,370.37	5,500,000
A.6.3 Válvulas de retención (check); válvulas de Compuerta de válvula fija, válvulas alivian- tes de presión.	Pzas			2,500,000
Sub Total				<hr/> 14'000,000

Alternativa con canal revestido en concreto.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.V.	Importe.
Clasif. Descripción				
A. Planta de Bombas.				
35 Obra Civil.				
A.2.1 Excavación en tierra mat. para bajar las bóvedas	m <sup>3</sup>	5,000	21.40	107,000.00
A.2.2 Excavación cubeta en cualq. mat. en el terr. nat.	m <sup>3</sup>	1,950	49.97	97,441.50
A.2.3 Excavación cualq. mat. para bajar las bóvedas	m <sup>3</sup>	4,500	75.20	337,500.00
A.2.4 Relleno compactado de cualq. mat. excepto roca, prov. de ex. frías	m <sup>3</sup>	4,700	41.33	194,751.00
A.2.5 Hormos. Revestido con Morto.	m <sup>3</sup>	300	428.00	128,400.00
A.2.6 Fab. y col. del concreto para el revest. del canal.	m <sup>3</sup>	300	1,346.40	267,292.00
A.2.7 Fab. y col. de concreto en la est. de bombas	m <sup>3</sup>	350.0	2,025.40	708,910.00
A.2.8 Colocación de la Prof.	kg.	26,250.0	17.25	313,812.50
A.2.9 Hormo y col. para las (bóvedas)	kg.	3,000.0	45.00	90,000.00
A.2.10 Hormo y col. para las (bóvedas)	kg.	3,000.0	45.00	112,500.00

Alternativa con juérris.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	Importe
Clasif. Descripción				
A	Planta de Bombeo.			
a.	Obra Civil			
A.a.1	Excavación. walg. mat. en terreno nat. para los tajos.	m <sup>2</sup>	21,096.30	22.49
A.a.2	Excavación. walg. mat. para dejar las cotas.	m <sup>2</sup>	5,521.00	75.22
A.a.3	Repleno Compactado de walg. mat. excepto roca, pro. de excavación	m <sup>2</sup>	5,050.00	41.22
A.a.4	Pelleno sin Compactar	m <sup>2</sup>	9,000.00	30.22
A.a.5	Suministro y col. tubería de concreto de 1.50 m. de ø	m.	600.00	3152.17
A.a.6	Fabricación y col. de concreto en la Est. de Pumbeo.	m <sup>2</sup>	523.00	2,025.48
A.a.7	Colocación fe. de Ref.	kg.	25,725.00	17.25
A.a.8	Sum. y col. fe. Est. (hojillas)	kg.	9,000.00	45.22
A.a.9	Sum. y col. fe. Est. (mecanismos y comp.)	kg.	2,330.00	45.00

	CONJUNTERIA DE 60° (1.52m)	Con Canal de Hormado Recent.
1) OBRAS CIVILES	5'200,000.00	3'500,000.00
2) Sum. Conjunto Motor Bomba	6'000,000.00	6'000,000.00
3) Travesa de Conduccion		
a) 40" y 3/8" espesor	5'500,000.00	5'500,000.00
b) Válvulas (check), comp. y div. presión	2'500,000.00	2'500,000.00
<b>TOTAL:</b>	<b>19'200,000.00</b>	<b>17'500,000.00</b>

CONCEPTO UNIDAD CANTIDAD P.U. IMPORTE  
 Clasif. Descripción

A.- PLANTA DE BOMBEO

B.- OBRA CIVIL.

A.2.1 Excavación walg. mat.

en terr. nat. para los

Tajos. ....

M<sup>3</sup>

20,750.00

28.60

592,450.00

A.2.2 Excavación cubeta en

walg. mat. en terr. nat.

M<sup>3</sup>

750

49.22

37,477.50

A.2.3 Excavación walg. mat.

para alisar las Ests.

M<sup>3</sup>

8,750

75.00

656,250.00

A.2.4 Relleno Compactado

de walg. mat. excepto

roca, grav. de exc. frios

M<sup>3</sup>

6500

41.33

268,665.00

A.2.5 Relleno sin Compactar

M<sup>3</sup>

9000

20.22

90,810.00

A.2.6 Fab. y col. de concreto

para el revest. del canal

M<sup>3</sup>

125

1,325.46

168,207.50

A.2.7 Sim y col. Tuberia de con-

creto de 1.52 p.

M.

215

2,659.16

572,719.00

A.2.8 Fab. y col. de concreto

en estructuras (Transic-

iones y Est. de puentes).

M<sup>3</sup>

550

2,025.46

1,114,016.00

CONCEPTO.	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	Importe
Clasif. Descripción				
1.2.9	Suny col. de fe. de Referzo	Kg.	35,700	17.25 614,687.50
1.2.10	Suny col. fe. Est.	Kg.	4,500	45.00 202,500.00
				<u>817,187.50</u>



## Canal Trapezoidal Revestida de Concreto.

Excavación cubeta, - Est. 0+000 - Est. 0+180

$$V = 2.9 \times 180$$

$$V_f = 702 \text{ m}^3$$

$$= 750$$

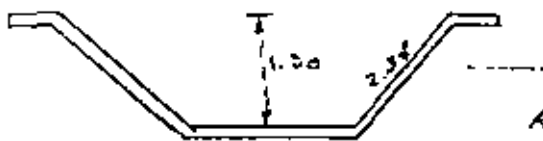
Excavación Tajo, -

Estación	Area	$A_1 + A_2$	$D/2$	Volumen
0+000	0			
20	15.60	15.60	10	
40	27.90	43.50		
60	30.90	58.80		
80	44.10	75.00		
0+100	59.50	103.60		
120	70.60	130.10		
140	91.50	162.10		
160	83.50	175.00		
180	75.00	158.50	10	
		922.20	10	

$$9,222.00 \text{ m}^3$$

$$= 7500$$

Revestimiento de Concreto, -

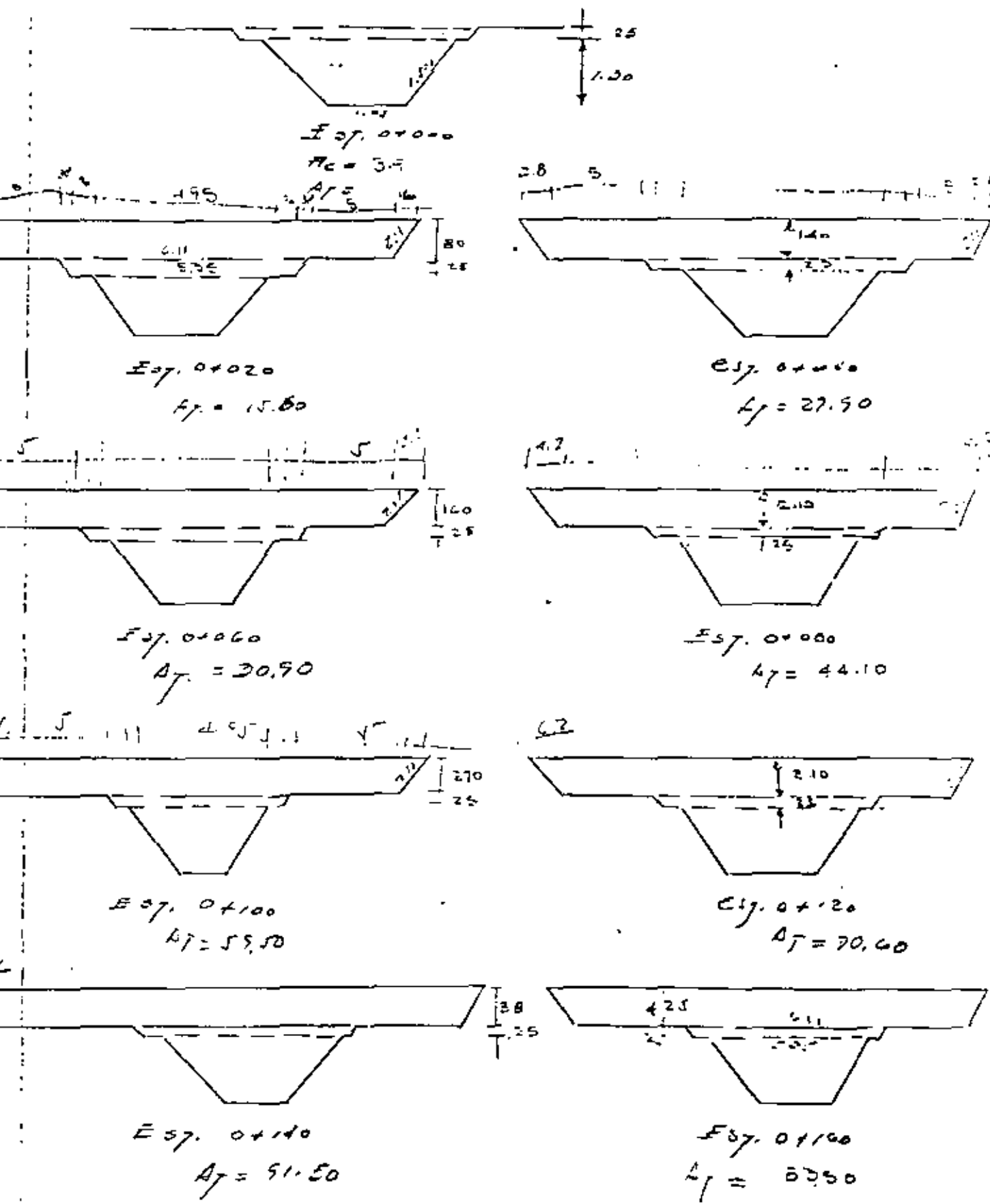


$$A = 6.13 \times 0.10 = 0.61$$

$$V = 0.61 \times 180$$

$$V = 109.80 \text{ m}^3$$

Excavación en faja.



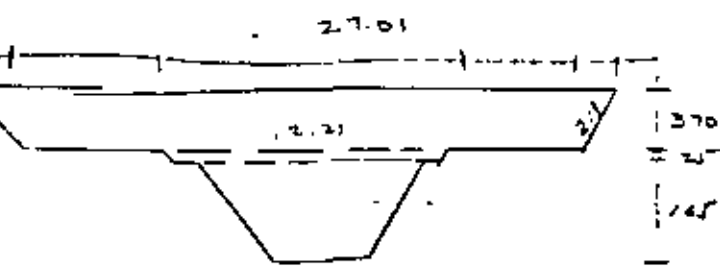


$$E = 7,07100$$

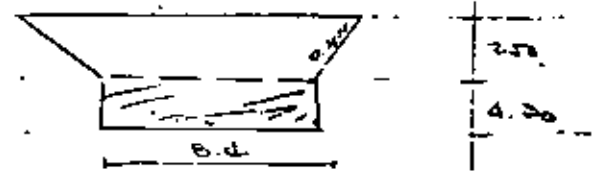
$$A = 3,9$$

$$L = 75,00$$

Excavación Estructural.

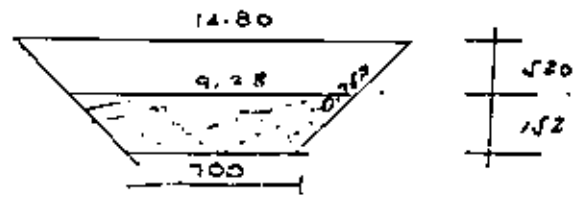


Esp. 0+180  
 $A_c = 2.9$   
 $A_T = 75.00$

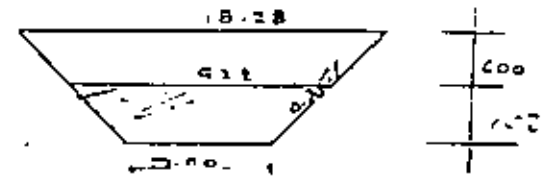


Esp. 0+189.50  
 $A_E = 36.10$   
 $A_T = 25.70$

Cand con 2 líneas de tubos de 152 f 4/8



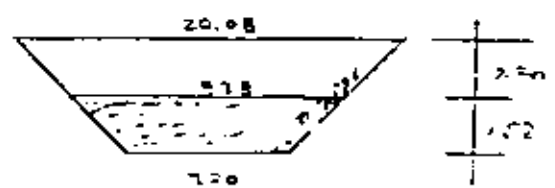
0+200  
 $A_E = 12.40$   
 $A_T = 62.60$



Esp. 0+220  
 $A_E = 12.40$   
 $A_T = 82.10$



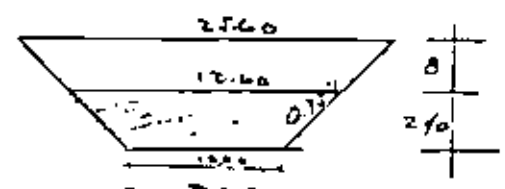
Esp. 0+240  
 $A_E = 12.40$   
 $A_T = 72.00$



Esp. 0+260  
 $A_E = 12.40$   
 $A_T = 105.70$

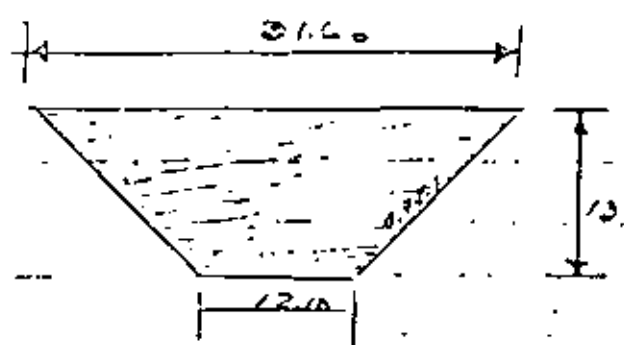


0+280  
 $A_E = 12.40$   
 $A_T = 122.20$

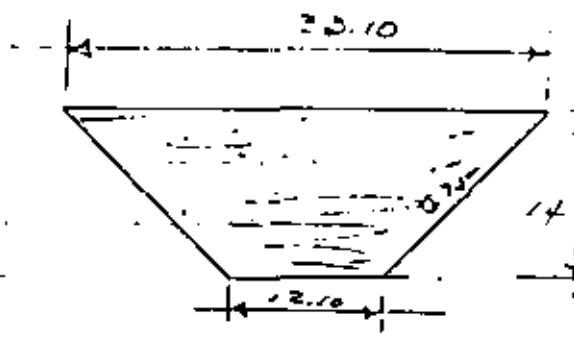


0+300  
 $A_E = 20.30$   
 $A_T = 152.00$

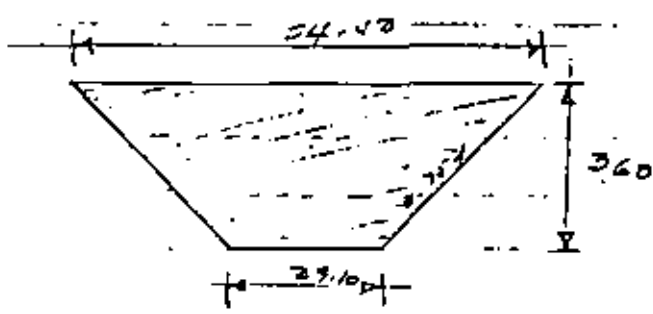
2.15  
 70  
 10



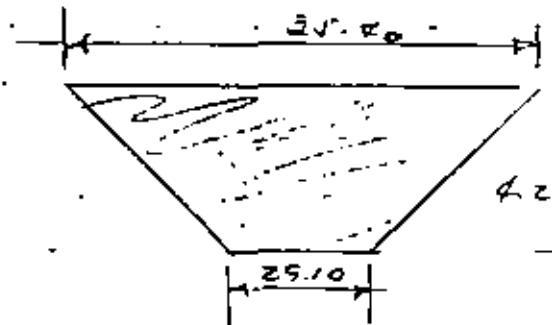
Est. 0+303  
 $A_E = 284.00$



Est. 0+311  
 $A_E = 316.40$



Est. 0+319  
 $A_E = 114.00$



Est. 0+325  
 $A_E = 125.00$

Est. 0+341.30  
 $A_E = 0$

Excavación Estructuras.-

Estación	Area	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	D/2	Volumen
0+180	3.9			
0+185.50	36.10	40.00	6.75	150
0+200	12.40	48.70	5.25	254.63
220	12.20	24.80	10	248.00
240	12.40			124.00
260	12.20			124.00
280	12.20	24.80		248.00
0+300	28.80	40.70	10	407.00
303	244.00	317.30	1.5	968.45
311	316.40	600.40	4	2401.60
319	114.50	430.90	4	1723.60
325	135.00	250.00	8	2000.00
0+341.50	0	135.80	3.15	426.83

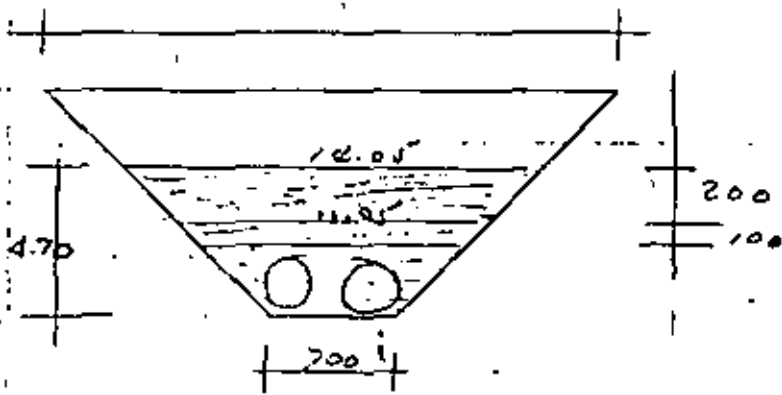
8616.11 M<sup>3</sup>  
 2750

Excavación Tajo.-

Estación	Area	A <sub>1</sub> + A <sub>2</sub>	D/2	Volumen
0+180	75.00			
0+185.50	25.70	100.70	4.75	478.33
0+200	62.60	88.50	5.25	463.58
220	82.70	145.30	10	1452.00
240	72.00	154.70	10	1547.00
260	105.70	177.70	10	1777.00
280	122.20	227.70	10	2279.00
0+300	142.80	277.00	10	2790.00
303	0	156.80	1.5	235.20

11,023.11 M<sup>3</sup>

11,207.7



Rellevo Simple. - Est. 01189.50 - 01302.5

$$A_r = \left( \frac{14.05 + 7.00}{2} \right) \times 4.70 = 25.10$$

$$V = 25.10 \times 113.00$$

$$V = 2836.30 \text{ m}^3$$

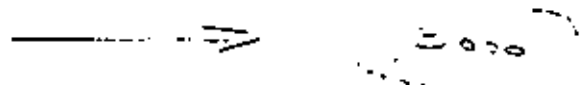


Rellevo Compactado. -

$$A_r = \left( \frac{11.05 + 7.00}{2} \right) \times 2.70 = 24.3$$

$$V = 24.3 \times 113$$

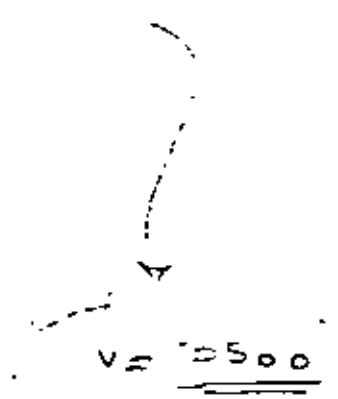
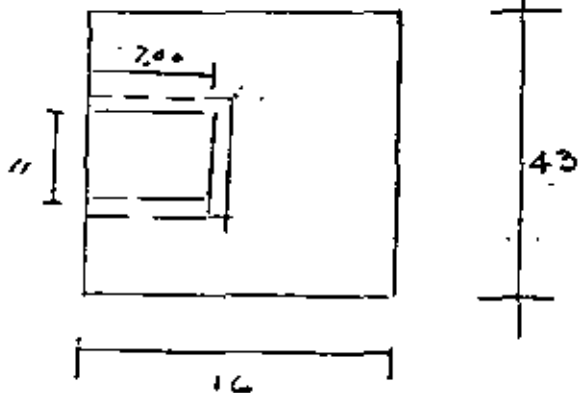
$$V = 2745.90 \text{ m}^3$$



Rellevo Compactado. -

$$V = \left( \frac{6.11 + 13.00}{2} \right) \times 10.10$$

$$V = 3276 \text{ m}^3$$



LISTA DE MATERIALES.

TUBERÍA DE DESCARGA.

ART.	PED.	CANT.	MAT.	DESCRIPCION.
1	1	12	Acero	Cople Dresser, estilo N°38, 0.6096m (24") $\phi$ , para 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> . (150 lb/pulg <sup>2</sup> ).
	2	4	Acero	Trama de tubo de acero, Sin costura, de 0.6096m (24") $\phi$ , por 2.05 m de longitud, 0.95 cm (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	6	4	Acero	Trama de tubo de acero, Sin costura, de 0.6096m (24") $\phi$ , por 0.75m. de longitud, 0.95cm (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	8	1	Acero	Trama de tubo de acero, Sin costura, de 0.6096m (24") $\phi$ , por 2.15 m de longitud, 0.95 cm (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
	10	4	Acero	Codo de 90°, 0.36 m (14") $\phi$ , 0.95 cm (3/8") de espesor, radio corto, con brida de acero tipo





PART.	QTA.	CANJ. MAT.	DESCRIPCION.
13	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de: 0.36 m (14") $\phi$ , por: 4.9 m. de longitud y 0.95 cm (3/8") de espesor, con brida en un extremo y codo en el otro.
3	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta, de vástago fijo, de 0.20 m (8") $\phi$ para 14.1 Kg/cm <sup>2</sup> . (200 lb/pulg <sup>2</sup> ), marca stockham, figura 612 o similar.
4	4	Semi-acero y otros inox.	Válvula de admisión y expulsión de aire, de 0.20 m (8"), para 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> . (150 lb/pulg <sup>2</sup> ), marca APCO, modelo 1408/154, boletín 613 o similar.
5	4	Semi-acero, bronce y otros inox.	Válvula de retención (check), silenciosa, de 0.6096 m (24"), para 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> (150 lb/pulg <sup>2</sup> ) marca APCO, modelo 624, boletín 640, o similar.
7	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.6096 m (24"), para 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> (150 lb/pulg <sup>2</sup> ), bridadas.
11	4	Hierro fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.36 m (14"), para 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> . (150 lb/pulg <sup>2</sup> ) marca stockham, fig 6-612 o similar.

PART.	PZA.	CANT.	MAT.	DESCRIPCION.
12	4	Semi: Acero y bronce	Válvula reguladora de presión automática, de operación hidráulica y eléctrica, de 0.36 m (14"), para una presión de 10.6 Kg/cm <sup>2</sup> (150 lb/pulg <sup>2</sup> ) marca ROSS, mod. 50RWR-E Fig 31-B, boletín 103-2 ó similar.	
14	1	Cojo de acero y acero Ino. oxidable	Manómetro con tubo Bourdon, incluyendo todos los accesorios que se muestran en el dibujo, o con carótula de 15.2 cm (6") φ, escala de 0-7 Kg/cm <sup>2</sup> (0-100 lb/pulg <sup>2</sup> ) y tubo de conexión inferior de 12.7 mm. (1/2"), marca Metrón, tipo Snt. ó similar.	
14A	4	"	Idéntico a la Pza. 14, sólo que con Esc. 0-21 Kg/cm <sup>2</sup> .	
8A	4	Acero	Tee fabricada semejante a la pieza N <sup>o</sup> 8 con un tramo de tubo sin costura, de 60.96 mm (2 3/8") φ por 1.60 m de longitud, 0.125 cm (1/8") de espesor, con tubo de inserción sin costura de 0.36 m (14") φ por 0.25 m de longitud 0.95 cm (3/8") de espesor, bridadas en sus extremos.	

## PLANTA DE BOMBEO " EL SANCHELO "

## HOJA DE DATOS TÉCNICOS

## BOMBAS

C O N C E P T O	SOLICITANC POR SASE	PROPUESTO
Tipo de Bomba	Vertical Flujo Mixto	
Número de Unidades	4	
Velocidad de operación	880 RPM	
Gasto	975 LPS	
CARGA Dinámica Total	18.7 Mts.	
Eficiencia Mínima en el punto de operación	80%	
Empuje Axial en Kgs.		
Potencia en el punto de operación BHP Potencia Mínima requerida por la bomba en BHP	273.25 HP	
Materiales:		
Campara de succión	Fo. Vo. Clase 30	
Tazón	Fo. Vo. Clase 30	
Impulsor	Bronce	
Flacha del Cuerpo de Pasajero	Acero Inoxidable AISI-410	
Flacha de Columna	AISI-C-1040 Pulida y Rectificada	
Characeras	Bronce	
Estabilizador	Eule ó Parta.	

Diámetro de la Columna      61 cm. (24")

Tornillería      Galvanizada

Diámetro de la Flecha

Diámetro de la Campana de  
Succión. Peso de la bom-  
ba en Kgs.

Sumergencia Mínima

## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

## MOTORES

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo de Motor	Inducción Jaula de Ardilla	
Número de unidades	4	
Aislamiento	Clase F Tropicalizado	
Detectores de Temperatura	Devanados y Chumaceras	
Potencia en HP	300	
Velocidad de Operación	880 RPM	
No. de Polos	8	
Voltaje	440 Volts. $\pm$ 10%	
Frecuencia	60 Hz $\pm$ 5%	
Eficiencias :		
100% de carga		
75% de carga		
50% de carga		
Curva de Pares	Incluir	
Corriente :		
A plena carga		
A rotor bloqueado		
Elevación de Temperatura		
Enfriamiento de devanados	Aire con ventilador integral	

Chumacera de Carga :

Tipo

Lubricación

Enfriamiento

Chumacera Guía :

Tipo

Lubricación

Enfriamiento

Resistencia al empuje -  
axial máximo en Kgs.

Tipo de Flecha

Peso en Kgs.

## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

## VALVULAS CHECK PRINCIPAL

C O N C E P T O	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo	Cierre controlado tipo APCO 6 Similar	
Número de Piezas	4	
Diámetro	61 cm. (24")	
Controlador	Hidráulico	
Clase	ASA-125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Disco	Fo.Vo. Clase 30	
Flecha	Acero Inoxidable	
Asiento	Neopreno	
Bujes	Bronce	
Presión máxima de trabajo Kgs/cm <sup>2</sup>	7 Kgs/cm <sup>2</sup>	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Extremos	Bridas ASA-125	
Peso en Kgs.		

## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

## VALVULAS DE ALIVIO

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Modelo	APCO 50 WRE 6 Similar	
Numero de Piezas	4	
Diámetro	36 cm ( 14" )	
Controlador	Hidráulico y Eléctrico	
Clase	ASA-125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Asa	Bronce	
Flange	Bronce	
Presión máxima de trabajo en Kgs./cm <sup>2</sup>	7 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Accesorios	Bridas ASA-125	
Peso en Kgs.		



## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE ADMISION Y EXPULSION DE  
AIRE

C O N C E P T O	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo	Ross ó Similar	
Número de Piezas	4	
Operación	Automática	
Clase	ASA-125	
Diámetro	20 cm. (8")	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Disco	Bronce	
Vástago	Acero Inoxidable	
Asiento	Bronce	
Bujes	Bronce	
Presión de trabajo	7 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Presión de Prueba	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Extremos	Brida ASA-125	
Peso en Kgs.		

## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

## VALVULAS DE SERVICIO PRINCIPAL

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
tipo	Compuerta	
Número de Piezas	4	
diámetro	61 cm. (24")	
operador	Manual	
base	ASA 125	
Materiales :		
cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
compuerta	Fo.Vo. Clase 30	
asiento	Bronce	
ojjes	Bronce	
presión máxima de trabajo Kgs/cm <sup>2</sup>	7 Kgs./cm <sup>2</sup>	
presión de prueba Kgs./cm <sup>2</sup>	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
extremos	Bridas AJA 125	
peso en Kgs.		

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE SERVICIO DEL SISTEMA DE ALIVIO

C O N C E P T O	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
Tipo	Compuerta	
Número de Piezas	4	
Diámetro	36 cm. (14 pulg.)	
Operador	Manual	
Clase	ASA 125	
Materiales :		
Cuerpo	Fo.Vo. Clase 30	
Compuerta	Fo.Vo. Clase 30	
Asiento	Bronce	
Bujes	Bronce	
Presión máxima de trabajo Kgs/cm <sup>2</sup>	7 Kgs. /cm <sup>2</sup>	
Presión de prueba Kgs./cm <sup>2</sup>	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Extremos Pozo en Kgs.	Bridas ASA 125	

## PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"

## HOJA DE DATOS TECNICOS

VALVULAS DE SERVICIO DEL SISTEMA DE ADMISION Y EXPULSION  
DE AIRE

CONCEPTO	REQUERIDO POR SARH	PROPUESTO
tipo	Compuerta	
Numero de Piezas	4	
diámetro	20 cm. (8")	
operador	Manual	
base	ASA 125	
Material:		
Cuerpo	Fo. Vo. Clase 30	
Compuerta	Fo. Vo. Clase 30	
Asiento	Bronce	
Arrojes	Bronce	
Presión Máxima de trabajo Kgs/cm <sup>2</sup>	7 Kgs/cm <sup>2</sup>	
Presión de prueba Kgs./cm <sup>2</sup>	10.5 Kgs./cm <sup>2</sup>	
Accesorios Peso en Kgs.	Bridas ASA 125	

## PLANTA DE BOMBEO.

## " EL JABONCILLO "

## TUBERIAS DE DESCARGA.

## LISTA DE MATERIALES .

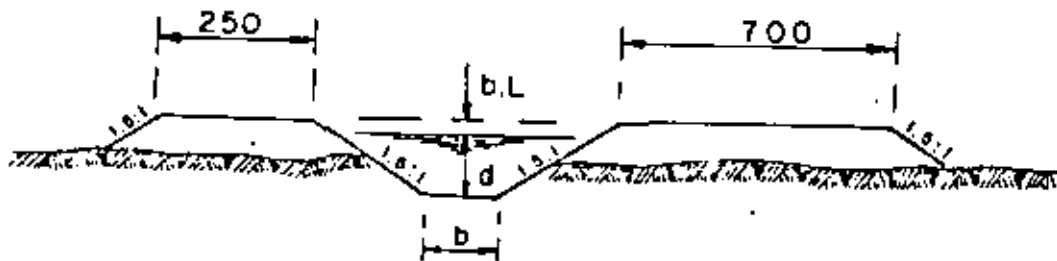
PZA.	CANT.	MATERIAL	DESCRIPCION .
1	12	Acero	Cople Dresser, estilo No. 38 - 0.6096 m. (24") $\phi$ , para 10.6 kg/cm <sup>2</sup> . (150 lb/pulg. <sup>2</sup> ).
2	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") $\phi$ , por 3.05 m. de longitud, 0.95 cm. (3/8") de espesor con brida en un extremo y maquinado en el otro.
6	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") $\phi$ , por 0.75 m. de long. , 0.95 cm. (3/8") de espesor, - con brida en un extremo y maquinado en el otro.
8	1	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura - de 0.6096 m. (24") $\phi$ por 2.15 m. de long. , 0.95 cm. (3/8") de espesor - con brida en un extremo y maquinado en el otro.
10	4	Acero	Codo de 90°, 0.36 m. (14") $\phi$ , 0.95- cm. (3/8") de espesor radio corto, - con brida de acero tipo Welding - Neck en cada extremo.
13	4	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura de 0.36 m. (14") $\phi$ por 4.9 m. de - longitud y 0.95 m. (3/8") de espe- sor, con brida en un extremo y codo en el otro.
3	4	Acero	Válvula de compuerta, de vástago - fija, de 0.20 m. (8") $\phi$ , para una - presión máxima de trabajo de 7 - - kg. s/cm <sup>2</sup> y una presión de prueba de 10.5 kg/cm <sup>2</sup> , marco Stockham, - figura 612 o similar.
4	4	Semi-acero y acero in- oxidable	Válvula de admisión y expulsión - de aire, de 0.20 m. (8") $\phi$ , para una

PZA.	CANT.	MATERIAL	DESCRIPCION:
			Presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm <sup>2</sup> . y una presión de prueba de 10.5 - - - Kgs/Cm <sup>2</sup> , tipo Ross o similar de operación automática, Clase ASA-125.
5	4	Semi-Acero, bronce y acero inoxidable.	Válvula de retención (Check) silenciosa, de 0.6096 m. (24"), para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm <sup>2</sup> y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm <sup>2</sup> . Tipo cierre controlado tipo AFCO o similar.
7	4	Hierro-fundido y bronce.	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.6096 m. (24") para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm <sup>2</sup> y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm <sup>2</sup> brida.
11	4	Hierro-Fundido y bronce	Válvula de compuerta de vástago fijo, de 0.36 M. (14") para una presión máxima de trabajo de 7 Kgs/Cm <sup>2</sup> . y una presión de prueba de 10.5 Kgs/Cm <sup>2</sup> . — marca Stockholm, Fig. G-612 o similar.
12	4	Semi-acero y bronce	Válvula aliviativa de presión, automática, de operación hidráulica y eléctrica, de 0.36 m. (14"), para una presión máxima de trabajo de 7Kgs/Cm <sup>2</sup> . y una presión de prueba de 10.5 Kgs/cm <sup>2</sup> tipo AFCO modelo 50 WRE o similar.
14	4	Caja de acero y acero inox.	Manómetro con tubo Bourdon, incluyendo TODOS los accesorios que se muestran en el dibujo, o con carátula de 15.2 Cm. (6") $\phi$ , escala de 0-7 Kg/Cm <sup>2</sup> . - - (0-100 Lb/pulg. <sup>2</sup> ) y tubo de conexión inferior de 12.7 mm. (1/2"), marca Metrán, tipo Sup. o similar.
14 A	4	"	Idéntico a la pza. 14, sólo que con Esc. 0-21 Kg/Cm <sup>2</sup> .
8 A	4	Acero	Tee fabricada semejante a la pieza No. 8 con un trazo de tubo sin costura, de 60.96 Cm. (24") $\phi$ por 1.60 M. de longitud 0.95 Cm. (3/8) de espesor, con tubo de inserción sin costura de 0.36 M. (14") $\phi$ por 0.25 M. de longitud 0.95 Cm. (3/8") de espesor, brida en sus extremos.

PLA.	CANTIDAD	MATERIAL	DESCRIPCION:
9-2	1	Acero	Tramo de tubo de acero, sin costura, de 0.6096 M. (24") $\phi$ por 3.25 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
9-3	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") $\phi$ , por 5.95 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y maquinado en el otro.
9-4	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") $\phi$ , por 6.15 M. de longitud, 0.95 Cm. (3/8") de espesor, con brida en un extremo y biselado para soldadura en el otro.
9-4A	1	Acero	Tramo de tubo sin costura, de 0.6096 M. (24") $\phi$ , por 2.50 M. de longitud y 0.95 Cm. (3/8") de espesor, maquinado en un extremo y biselado para soldadura en el otro.

IZQUIERDA EN SU KM. 33+540.00

Km. 33 + 540.00:- Elev. 111.89 (en el sitio).



SECCION TIPO DEL CANAL

Fig. 1

SECCION TIPO DEL CANAL.

$$Q = 4.615 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 9.844 \text{ m}^2$$

$$b = 3.000 \text{ m.}$$

$$d = 1.750 \text{ m.}$$

$$V = 0.469 \text{ m/seg.}$$

$$p = 9.310 \text{ m.}$$

$$r = 1.057 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.038$$



$$n = 0.035$$

$$S = 0.00025$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.60 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.0112 \text{ m.}$$

## 2.2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE LLANADA.

$$Q = 3.504 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 3.379 \text{ m}^2$$

$$b = 1.200 \text{ m.}$$

$$d = 1.033 \text{ m.}$$

$$V = 1.037 \text{ m/seg.}$$

$$p = 5.824 \text{ m.}$$

$$r = 0.580 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.696$$

$$n = 0.030$$

$$S = 0.0020$$

Talud 2:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.27 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.0548 \text{ m.}$$

## 2.3. CAPTACION.-

Para obtener el gasto de 3.504 m<sup>3</sup>/seg. del C.P.M.I., proponemos una toma aforadora tipo, misma que se muestra en la hoja siguiente.

2.4. LONGITUD MINIMA DE LA TRANSICION EN LA ZONA DE LAS COMPUERTAS.

$$L_{min} = \frac{T - t}{2} \cot. 22.5^\circ$$

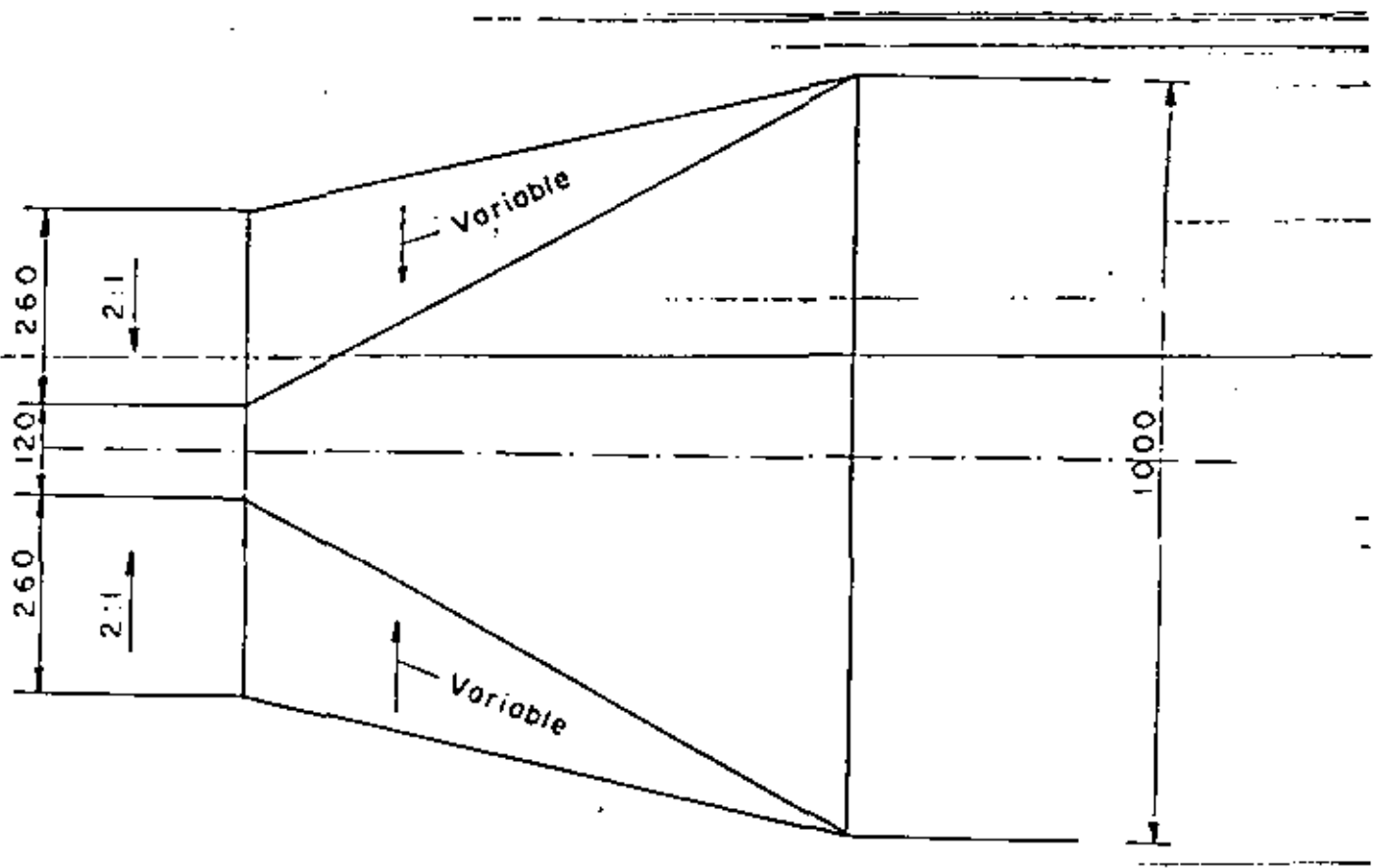


Fig. 2

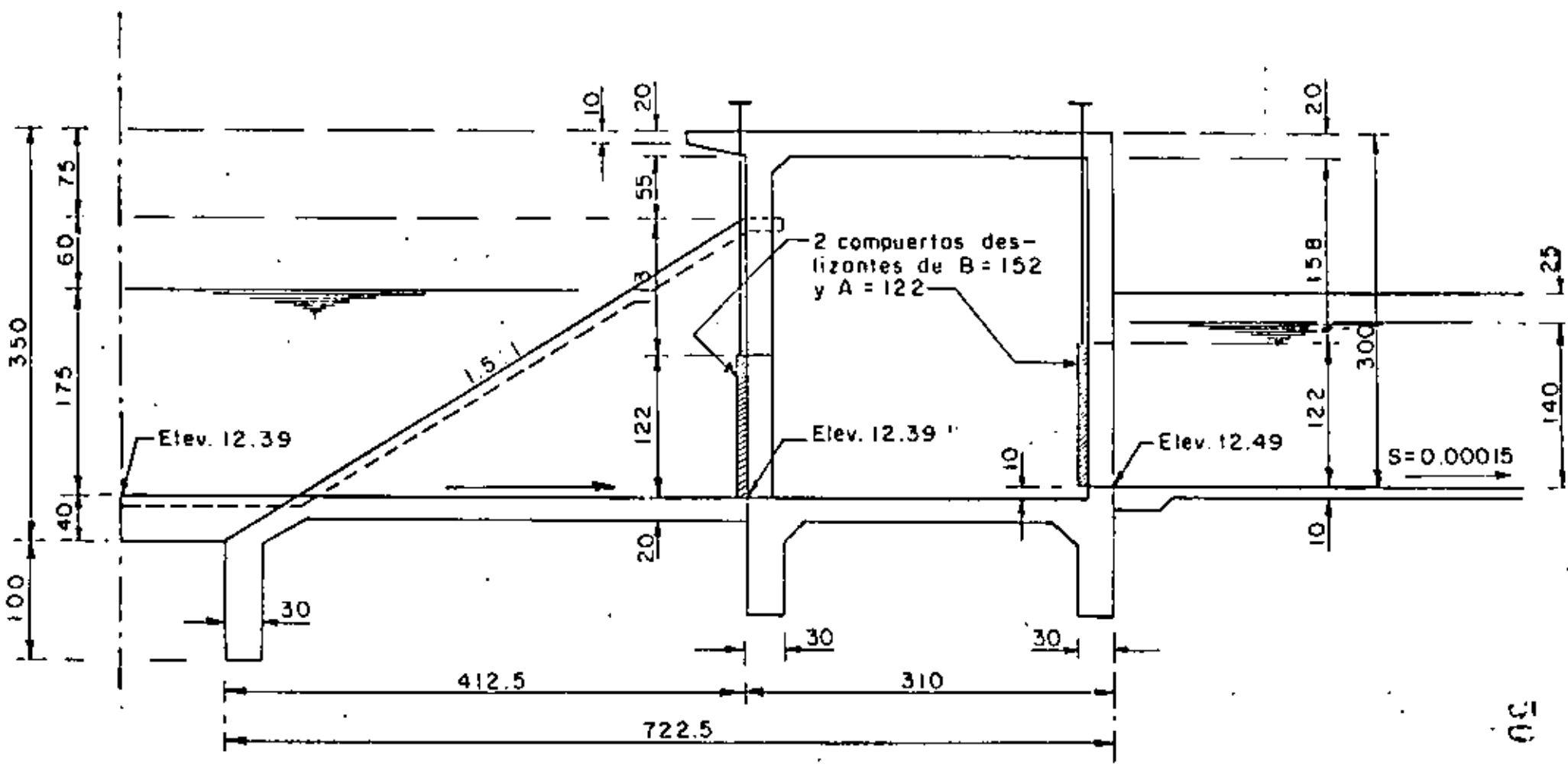
$$T = 2.20 \times 4 + 0.40 \times 3 = 10.00 \text{ m.}$$

$$t = 1.20 + 4 \times 1.034 = 5.336 \text{ m.}$$

$$\cot. 22.5^\circ = 2.4142$$

$$L_{\min} = \frac{10.00 - 5.336}{2} \times 2.4142 = 5.63 \text{ m}$$

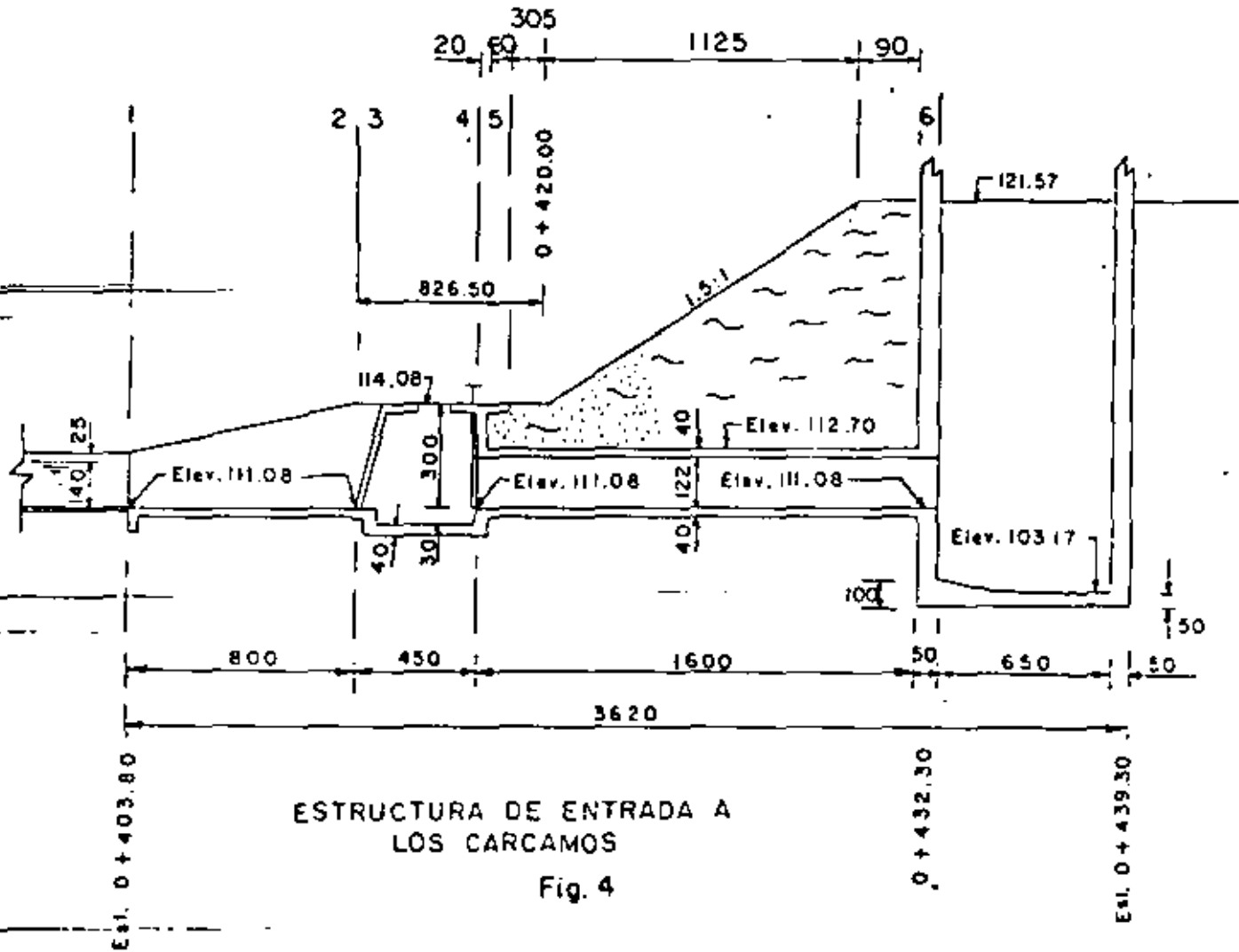
Se adopta:  $L = 8.00 \text{ m}$



TOMA AFORADORA PARA  $Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg}$

Fig. 3

2.5.- DETERMINACION DEL TIRANTE DE OPERACION EN EL CARCAMO.



Para determinar el tirante de operación que debiera tener el car  
 camo de bombeo, utilizaremos el método de Daniel Bernoulli, con  
 el fin de valorar las pérdidas de carga.

2.5.1.- Entre 1 y 2

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + h_{f1-2}$$

$$h_{f1-2} = 0.20 (h_{v1} - h_{v2})$$

$$\text{Entonces: } d_1 + 0.80 h_{v1} = d_2 + 0.80 h_{v2}$$

$$\text{Pero: } d_1 + 0.80 h_{v1} = 1.0335 + 0.80 \times 0.0548 = 1.0788 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } d_2 + 0.80 h_{v2} = 1.0788 \text{ m.}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 1.0745 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.0745 \times 10.00 = 10.7450 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{3.500}{10.745} = 0.3257 \text{ m/seg.}$$

$$v_2^2 = 0.1061$$

$$h_{v2} = \frac{0.1061}{19.62} = 0.0054 \text{ m}$$

$$0.80 h_{v2} = 0.0043 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v2} = 1.0745 + 0.0043 = 1.0788 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

$$\therefore hf_{1-2} = 0.20 (0.0548 + 0.0054) = 0.0099 \text{ m.}$$

2.5.2.- ENTRE 2 y 3.-

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + hf_{2-3}$$

$hf_{2-3}$  = Pérdida de carga por reducción de área.

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$\text{Entonces: } d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3$$

$$\text{Pero: } d_2 + 1.15 hv_2 = 1.0745 + 1.15 \times 0.0054 = 1.0807 \text{ m.}$$

$$\text{Por tanto: } d_3 + 1.15 hv_3 = 1.0807 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo: } d_3 = 1.0726 \text{ m}$$

$$A_3 = 1.0726 \times 8.80 = 9.4389 \text{ m}^2$$

$$v_3 = \frac{3.500}{9.4389} = 0.3708 \text{ m/seg.}$$

$$v_3^2 = 0.1375$$

$$hv_3 = \frac{0.1375}{19.62} = 0.0070 \text{ m}$$

$$1.15 hv_3 = 0.0081 \text{ m.}$$

$$d_3 + 1.15 hv_3 = 1.0726 + 0.0081 = 1.0807 \text{ m O.K.}$$

$$\therefore hf_{2-3} = 0.15 (0.0070 - 0.0054) = 0.0002 \text{ m}$$

2.5.3. - ENTRE 3 y 4

$$d_3 + hv_3 + Z_3 = d_4 + hv_4 + hf_{3-4}$$

$hf_{3-4}$  = Pérdida de carga por fricción

$$hf_{3-4} = SL$$

Donde L = 4.50 m

El valor de S procedemos a calcularlo.

$$A_3 = 9.4389 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 4 \times 2.20 + 8 \times 1.0726 = 17.3808 \text{ m}$$

$$r = \frac{9.4389}{17.3808} = 0.5431 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.6656$$

$$S = \frac{0.3708 \times 0.015^2}{0.6656} = 0.0001$$

$$\therefore hf_{3-4} = 0.0001 \times 4.50 = 0.0003 \text{ m}$$



$$\text{Entonces } d_4 + hv_4 = d_3 + hv_3 + z_3 - hf_{3-4}$$

$$d_4 + hv_4 = 1.0726 + 0.0070 + 0.30 - 0.0003 = 1.3793 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_4 = 1.3750 \text{ m}$$

$$A_4 = 8.80 \times 1.3750 = 12.10 \text{ m}^2$$

$$v_4 = \frac{3.50}{12.10} = 0.2893 \text{ m/seg.}$$

$$v_4^2 = 0.0837$$

$$hv_4 = \frac{0.0837}{19.62} = 0.0043 \text{ m.}$$

$$d_4 + hv_4 = 1.3750 + 0.0043 = 1.3793 \text{ m O.K.}$$

#### 2.5.4.- ENTRE 4 y 5

$$d_4 + hv_4 = z_5 + d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

$$hf_{4-5} = \text{pérdida de carga por reducción de área}$$

$$hf_{4-5} = 0.15 ( hv_5 - hv_4 )$$

$$\text{Entonces: } d_4 + 1.15 hv_4 = z_5 + d_5 + 1.15 hv_5$$

$$d_5 + 1.15 hv_5 = d_4 + 1.15 hv_4 - z_5$$

$$\text{Pero: } d_4 + 1.15 hv_4 - z_5 = 1.3750 + 0.0043 - 0.30 = 1.0793 \text{ m.}$$

Por lo tanto  $d_5 + 1.15 hv_5 = 1.0793 \text{ m}$

Suponiendo  $d_5 = 1.0521 \text{ m}$

$$A_5 = 1.0521 \times 4.88 = 5.1342 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{3.500}{5.1342} = 0.6817 \text{ m/seg}$$

$$v_5^2 = 0.4647$$

$$hv_5 = \frac{0.4647}{19.62} = 0.0237 \text{ m}$$

$$1.15 hv_5 = 0.0272 \text{ m}$$

$$d_5 + 1.15hv_5 = 1.0521 + 0.0272 = 1.0793 \text{ m O.K.}$$

$$\therefore hf_{4-5} = 0.15 (0.0237 - 0.0043) = 0.0029 \text{ m.}$$

2.5.5.- Entre 5 y 5'

$$d_5 + hv_5 = d_{5'} + hv_{5'} + hf_{5-5'}$$

$hf_{5-5'}$  = Pérdida de carga por ampliación de área.

$$hf_{5-5'} = 0.30 (hv_5 - hv_{5'})$$

$$\text{Entonces : } d_5 + 0.70 hv_5 = d_{5'} + 0.70 hv_{5'}$$

$$\text{Pero: } d_5 + 0.70 hv_5 = 1.0521 + 0.70 \times 0.0237 = 1.0687 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } d5' + 0.70 hv5' = 1.0687 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d5' = 1.0633 \text{ m}$$

$$A5' = 1.0633 \times 8.80 - 0.320 = 9.0372 \text{ m}^2$$

$$v5' = \frac{3.500}{9.0372} = 0.3873 \text{ m/seg}$$

$$v5'^2 = 0.1500$$

$$hv5' = \frac{0.1500}{19.62} = 0.0076 \text{ m}$$

$$0.70 hv5' = 0.0054 \text{ m.}$$

$$d5' + 0.70 hv5' = 1.0633 + 0.0054 = 1.0687 \text{ m O.K.}$$

$$\therefore hf_{5-5'} = 0.30 (0.0237 - 0.0076) = 0.0048 \text{ m}$$

2.5.6.- ENTRE 5' y 6.-

$$d5' + hv5' = d6 + hv6 + hf_{5'-6}$$

$$hf_{5' - 6} = \text{Pérdida de carga por fricción} = SL$$

$$L = 15.60 \text{ m}$$

$$A5' = 9.0372 \text{ m}^2$$

$$P5' = 1.80 \times 4 + 0.8633 \times 8 + 8 \times 0.2828 = 16.3691 \text{ m}$$

$$r5' = \frac{9.0372}{16.3691} = 0.5518 \text{ m.}$$

$$x 5'^{2/3} = 0.6727$$

$$s = \left( \frac{0.3873 \times 0.015}{0.6727} \right) = 0.0001$$

$$\therefore hf_{5'-6} = 0.0001 \times 15.60 = 0.0012 \text{ m}$$

$$\text{Entonces: } d_6 + hv_6 = d_{5'} + hv_{5'} - hf_{5'-6}$$

$$\text{Pero: } d_{5'} + hv_{5'} + hf_{5'-6} = 1.0633 + 0.0076 - 0.0012 = 1.0697 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } d_6 + hv_6 = 1.0697 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_6 = 1.0620 \text{ m}$$

$$A_6 = 1.0620 \times 8.80 - 0.320 = 9.0256 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{3.500}{9.0256} = 0.3878 \text{ m/seg}$$

$$V_6^2 = 0.1504$$

$$hv_6 = \frac{0.1504}{19.62} = 0.0077$$

$$d_6 + hv_6 = 1.0620 + 0.0077 = 1.0697 \text{ m O.K.}$$

#### 2.5.7. - RESUMEN DE PERDIDAS. -

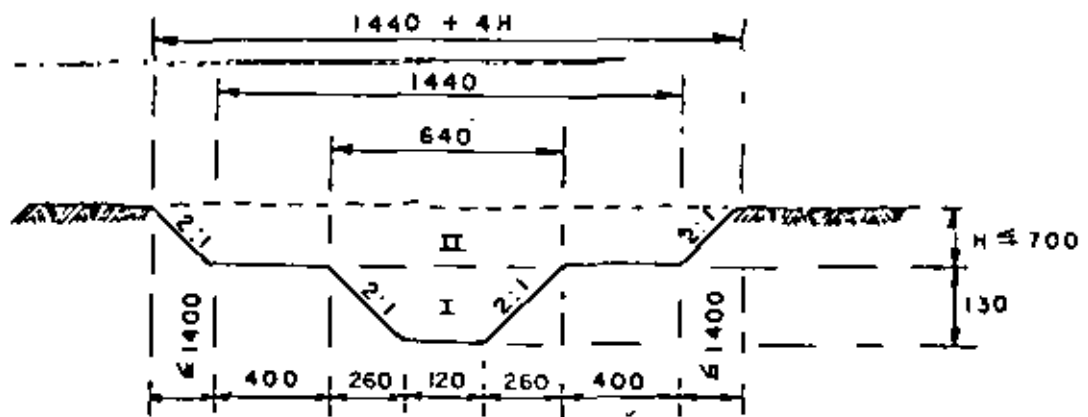
Por transición 0.0099 m

Por reducción de áreas 0.0031 m

Por fricción 0.0015 m

Por ampliación de áreas 0.0048 m

$\Sigma hf = 0.0193 \text{ m}$



SECCION DE LA EST. 0 + 000 A LA EST 0 + 240

Fig. 5

SECCION DE LA EST. 0 + 000 A LA EST. 0+240

$$A_1 = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.940 \text{ m}^2$$

3.1.1.- Est. 0+000 T.N. 13.60

$$H = 1.71 - 1.30 = 0.41 \text{ m.}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.89}{1.71} \text{ m}$$

$$A_1 = 4.94 + (14.40 + 16.04) 0.5 \times 0.41 = 11.18 \text{ m}^2$$

3.1.2.- Est. 0+020 T.N. = 14.04

$$H = 2.19 - 1.30 = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.85}{2.19} \text{ m}$$

$$A_2 = 4.94 + (14.40 + 17.96) 0.50 \times 0.89 = 19.34 \text{ m}^2$$

$$3.1.3.- \text{ Est. } 0 + 040 \quad \text{T.N.} = 14.72$$

$$H = 2.91 - 1.30 = 1.61 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.81}{2.91}$$

$$A_3 = 4.94 + (14.40 + 20.84) 0.5 \times 1.61 = 33.31 \text{ m}^2$$

$$3.1.4.- \text{ Est. } 0 + 060 \quad \text{T.N.} = 15.32$$

$$H = 3.55 - 1.30 = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.77}{3.55 \text{ m}}$$

$$A_4 = 4.94 + (14.40 + 23.40) 0.5 \times 2.25 = 47.47 \text{ m}^2$$

$$3.1.5.- \text{ Est. } 0+080 \quad \text{T.N.} = 15.77$$

$$H = 4.04 - 1.30 = 2.74 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.73}{4.04 \text{ m}}$$

$$A_5 = 4.94 + (14.40 + 25.36) 0.5 \times 2.74 = 59.41 \text{ m}^2$$

$$3.1.6.- \text{ Est. } 0 + 100 \quad \text{T.N.} = 16.16$$

$$H = 4.47 - 1.30 = 3.17 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.69}{4.47 \text{ m}}$$

$$A_6 = 4.94 + (14.40 + 27.08) 0.5 \times 3.17 = 70.69 \text{ m}^2$$

$$3.1.7.- \text{ Est. } 0 + 120 \quad \text{T.N.} = 16.62$$

$$H = 4.97 - 1.30 = 3.67 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.65}{4.97 \text{ m}}$$

$$A_7 = 4.94 + (14.40 + 29.08) 0.5 \times 3.67 = 84.73 \text{ m}^2$$

$$3.1.8.- \text{ Est. } 0 + 140 \text{ T.N.} = 17.15$$

$$H = 5.54 - 1.30 = 4.24 \text{ m.}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.61}{5.54}$$

$$A_8 = 4.94 + (14.40 + 31.36) 0.5 \times 4.24 = 101.95 \text{ m}^2$$

$$3.1.9.- \text{ Est. } 0 + 160 \text{ T.N.} = 17.61$$

$$H = 6.04 - 1.30 = 4.74 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.57}{6.04 \text{ m}}$$

$$A_9 = 4.94 + (14.40 + 33.64) 0.5 \times 4.74 = 118.79 \text{ m}^2$$

$$3.1.10.- \text{ Est. } 0 + 180 \text{ T.N.} = 18.26$$

$$H = 6.73 - 1.30 = 5.43 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.53}{6.73 \text{ m}}$$

$$A_{10} = 4.94 + (14.40 + 36.12) 0.5 \times 5.43 = 142.10 \text{ m}^2$$

$$3.1.11.- \text{ Est. } 0 + 200 \text{ T.N.} = 18.57$$

$$H = 7.08 - 1.30 = 5.78 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.49}{7.08 \text{ m}}$$

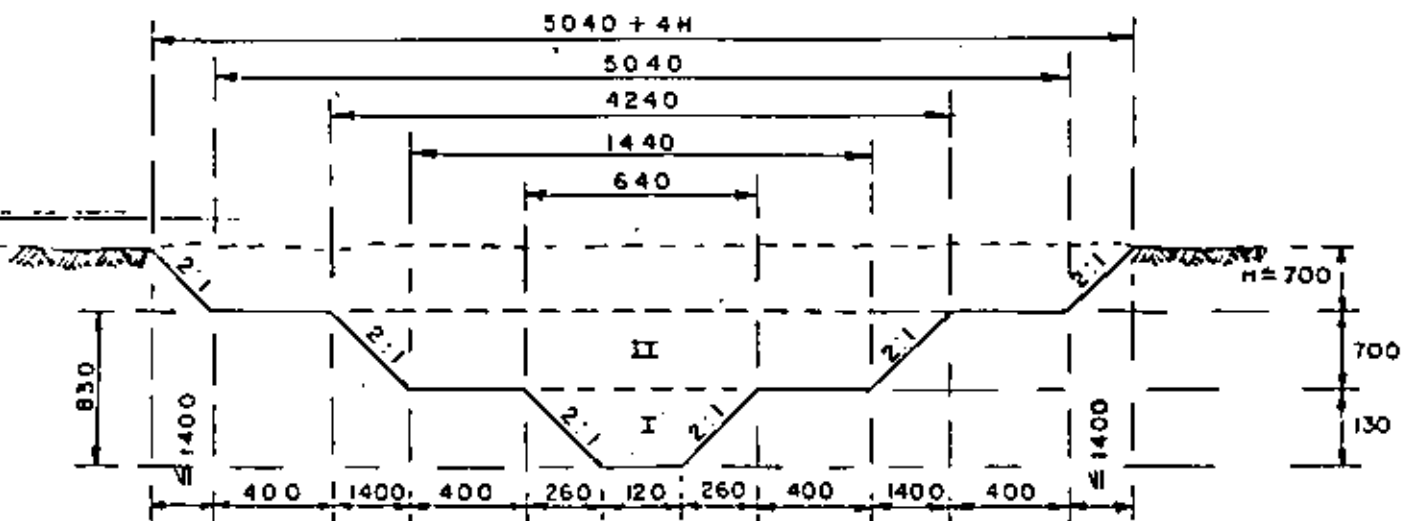
$$A_{11} = 4.94 + (14.40 + 37.52) 0.5 \times 5.78 = 154.99 \text{ m}^2$$

$$3.1.12.- \text{ Est. } 0 + 220 \text{ T.N.} = 19.31$$

$$H = 7.86 - 1.30 = 6.56 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.45}{7.86 \text{ m}}$$

$$A_{12} = 4.94 + (14.40 + 40.64) 0.50 \times 6.56 = 185.47 \text{ m}^2$$



SECCION DE LA EST. 0 + 240 A LA EST. 0 + 403.80

Fig. 6

SECCION DE LA EST. 0+240 A LA EST. 0+403.80

$$A_1 = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.940 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = (14.40 + 2 \times 7.00) 7.00 = \frac{198.800}{203.74} \text{ m}^2$$



$$3.1.13.- \text{ Est. } 0 + 240 \text{ T.N.} = 19.75 \quad H = 8.34 - 8.30 = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{ Ras.} = \frac{11.41}{8.34} \text{ m}$$

$$A_{13} = 203.74 + (50.40 + 50.56) 0.5 \times 0.04 = 205.76 \text{ m}^2$$

$$3.1.14.- \text{ Est. } 0 + 260 \text{ T.N.} = 20.49 \quad H = 9.12 - 8.30 = 0.82 \text{ m}$$

$$\text{ Ras.} = \frac{11.37}{9.12} \text{ m}$$

$$A_{14} = 203.74 + (50.40 + 53.68) 0.5 \times 0.82 = 246.41 \text{ m}^2$$

$$3.1.15.- \text{ Est. } 0 + 280 \text{ T.N.} = 21.21 \quad H = 9.88 - 8.30 = 1.58 \text{ m}$$

$$\text{ Ras.} = \frac{11.33}{9.88} \text{ m}$$

$$A_{15} = 203.74 + (50.40 + 56.72) 0.5 \times 1.58 = 288.36 \text{ m}^2$$

$$3.1.16.- \text{ Est. } 0 + 300 \text{ T.N.} = 21.92 \quad H = 10.53 - 8.30 = 2.23 \text{ m}$$

$$\text{ Ras.} = \frac{11.29}{10.53}$$

$$A_{16} = 203.74 + (50.40 + 59.32) 0.5 \times 2.23 = 326.08 \text{ m}^2$$

$$3.1.17.- \text{ Est. } 0 + 320 \text{ T.N.} = 22.42 \quad H = 11.17 - 8.30 = 2.87 \text{ m}$$

$$\text{ Ras.} = \frac{11.25}{11.17} \text{ m}$$

$$A_{17} = 203.74 + (50.40 + 61.88) 0.5 \times 2.87 = 364.86 \text{ m}^2$$

$$3.1.18.- \text{ Est. } 0 + 340 \quad \text{T.N.} = 23.07$$

$$H = 11.86 - 8.30 = 3.56 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.21}{11.86} \text{ m}$$

$$A_{18} = 203.74 + (50.40 + 64.64) 0.5 \times 3.56 = 408.51 \text{ m}^2$$

$$3.1.19.- \text{ Est. } 0 + 360 \quad \text{T.N.} = 23.64$$

$$H = 12.47 - 8.30 = 4.17 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.17}{12.47} \text{ m}$$

$$A_{19} = 203.74 + (50.40 + 67.08) 0.5 \times 4.17 = 448.69 \text{ m}^2$$

$$3.1.20.- \text{ Est. } 0 + 380 \quad \text{T.N.} = 23.78$$

$$H = 12.65 - 8.30 = 4.35$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.13}{12.65} \text{ m}$$

$$A_{20} = 203.74 + (50.40 + 67.80) 0.5 \times 4.35 = 460.82 \text{ m}^2$$

$$3.1.21.- \text{ Est. } 0 + 400 \quad \text{T.N.} = 24.63$$

$$H = 13.54 - 8.30 = 5.24 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.09}{13.54}$$

$$A_{21} = 203.74 + (50.40 + 71.36) 0.5 \times 5.24 = 522.75 \text{ m}^2$$

$$3.1.22.- \text{ Est. } 0 + 403.80 \quad \text{T.N.} = 24.79$$

$$H = 13.71 - 8.30 = 5.41 \text{ m}$$

$$\text{Ras.} = \frac{11.08}{13.71}$$

$$A_{22} = 203.74 + (50.40 + 72.04) 0.5 \times 5.41 = 534.94 \text{ m}^2$$

## 3.1.23.- VOLUMENES.-

$$V_{1-2} = (11.18 + 19.34 + \sqrt{11.18 \times 19.34}) 6.67 = 301.50 \text{ m}^3$$

$$V_{2-3} = (19.34 + 33.31 + \sqrt{19.34 \times 33.31}) 6.67 = 520.21 \text{ m}^3$$

$$V_{3-4} = (33.31 + 47.47 + \sqrt{33.31 \times 47.47}) 6.67 = 803.63 \text{ m}^3$$

$$V_{4-5} = (47.47 + 59.41 + \sqrt{47.47 \times 59.41}) 6.67 = 1\ 066.57 \text{ m}^3$$

$$V_{5-6} = (59.41 + 70.69 + \sqrt{59.41 \times 70.69}) 6.67 = 1\ 299.37 \text{ m}^3$$

$$V_{6-7} = (70.69 + 84.73 + \sqrt{70.69 \times 84.73}) 6.67 = 1\ 552.09 \text{ m}^3$$

$$V_{7-8} = (84.73 + 101.95 + \sqrt{84.73 \times 101.95}) 6.67 = 1\ 864.15 \text{ m}^3$$

$$V_{8-9} = (101.95 + 118.79 + \sqrt{101.95 \times 118.79}) 6.67 = 2\ 205.26 \text{ m}^3$$

$$V_{9-10} = (118.79 + 142.10 + \sqrt{118.79 \times 142.10}) 6.67 = 2\ 605.42 \text{ m}^3$$

$$V_{10-11} = (142.10 + 154.99 + \sqrt{142.10 \times 154.99}) 6.67 = 2\ 969.97 \text{ m}^3$$

$$V_{11-12} = (154.99 + 185.47 + \sqrt{154.99 \times 185.47}) 6.67 = 3\ 400.04 \text{ m}^3$$

$$V_{12-13} = (185.47 + 205.76 + \sqrt{185.47 \times 205.76}) 6.67 = 3\ 910.55 \text{ m}^3$$

$$V_{13-14} = (205.76 + 246.41 + \sqrt{205.76 \times 246.41}) 6.67 = 4\ 515.59 \text{ m}^3$$

$$V_{14-15} = (246.41 + 288.36 + \sqrt{246.41 \times 288.36}) 6.67 = 5\ 342.21 \text{ m}^3$$

$$V_{15-16} = (288.36 + 326.08 + \sqrt{288.36 \times 326.08}) 6.67 = 6\ 140.54 \text{ m}^3$$

$$V_{16-17} = (326.08 + 364.86 + \sqrt{326.08 \times 364.86}) \cdot 6.67 = 6\,905.77 \text{ m}^3$$

$$V_{17-18} = (364.86 + 408.51 + \sqrt{364.86 \times 408.51}) \cdot 6.67 = 7\,729.59 \text{ m}^3$$

~~$$V_{18-19} = (408.51 + 448.69 + \sqrt{408.51 \times 448.69}) \cdot 6.67 = 8\,568.86 \text{ m}^3$$~~

$$V_{19-20} = (448.69 + 460.82 + \sqrt{448.69 \times 460.82}) \cdot 6.67 = 9\,094.83 \text{ m}^3$$

$$V_{20-21} = (460.82 + 522.75 + \sqrt{460.82 \times 522.75}) \cdot 6.67 = 9\,829.19 \text{ m}^3$$

$$V_{21-22} = (522.75 + 534.94 + \sqrt{522.75 \times 534.94}) \cdot \frac{3.80}{3} = \frac{2\,009.57 \text{ m}^3}{3} = 673.19 \text{ m}^3$$

$$= 82\,634.89 \text{ m}^3$$

3.1.24.- Excavación total en cubeta.

$$V_1 = 4.94 \times 403.80 = 1994.77 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo: } 1994.77 \times 49.97 = \$ 99,678.66$$

3.1.25.- Excavación total en tajo

$$V_2 = 82634.89 - 1994.77 = 80\,639.62 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo: } 80\,639.62 \times 28.60 = \$ 2'306\,293.13$$

3.1.26.- Costo total de excavación en el canal.-

$$\$ = 99678.66 + 2'306\,293.13 = \$ \underline{\underline{2'405,971.79}}$$

3.1.27.- Tubería de 48" ø

Longitud de tubo de 48"  $\phi$  hasta el sitio de descarga:

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

---


$$\text{Costo TUBO} = 118.00 \times 19570.37 = \$ \underline{\underline{2'405,703.66}}$$

De acuerdo con los costos calculados vemos que los valores - tanto de la excavación del canal como del tubo para descarga, son similares por lo cual decimos que la ubicación de la estructura de bombas es aceptable.

---

#### 4.- CALCULOS ESTRUCTURALES.-

##### 4.1.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

$$\sqrt{p_{perm}} = 0.292 \sqrt{f'c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{36.37}{D} = \text{kg/cm}^2$$

#### 4.2.- CONSIDERACIONES

Sobrecarga por carga viva:  $h_1 = 0.61 \text{ m}$

Peso volumétrico de la tierra:  $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$

Angulo de reposo del material:  $\beta = 33^\circ 41' 24''$

Para muro vertical:  $\alpha = 0^\circ$ ;  $k_0 = 0.286$

$$\text{Para muro inclinado: } k_0 = \frac{\cos^2(\beta + \alpha)}{\cos^3 \alpha \left(1 + \frac{\sin \beta}{\cos \alpha}\right)}$$

Por recomendaciones:  $k_0 \gamma \leq 480 \text{ kg/m}^3$

$$k_0 \gamma = 0.286 \times 1600 = 458 \text{ kg/m}^3$$

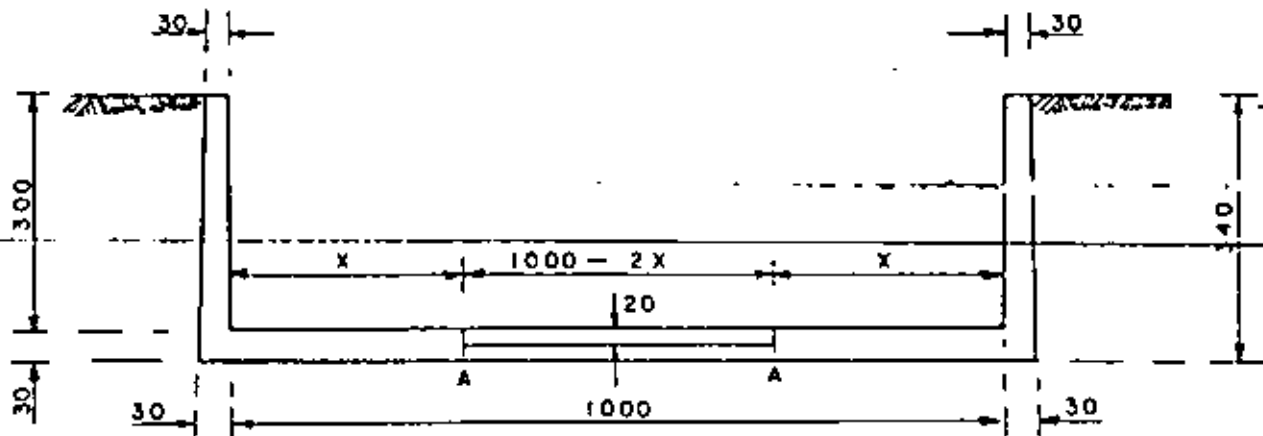
Se adopta:  $k_0 \gamma = 480 \text{ kg/m}^3$

#### 4.2.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA TRANSICION.-

Como podrá observarse, según la figura núm. 7, se analizarán dos secciones.- La primera (SECCION "A") será considerada inmediata a la estructura de las compuertas.- La segunda será la -

Sección a la mitad exacta de la longitud de la transición.-  
Con estas dos secciones armaremos toda la estructura.- La -  
sobrecarga por carga viva será considerada de 0.61 m según  
recomendaciones al respecto.

#### 4.3.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION "A"



SECCION "A"

Fig. 7

$$\text{Empuje : } E = 0.5 k_0 \gamma h (h + 2h_1)$$

$$E = 0.5 \times 480 \times h (h + 1.22)$$

$$E = 240 h (h + 1.22)$$

$$E = 240 \times 3.30 (3.30 + 1.22) = 3579.84 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{3.30^2}{3} + \frac{3 \times 3.30 \times 0.61}{3.30 + 1.22} = 1.2485 \text{ m}$$

$$M = 3579.84 \times 1.2485 = 4469.26 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Si comparamos este momento con el momento estático, podemos encontrar el valor de "X".

Tomando momentos respecto al punto "A", tenemos:

$$P_1 = (0.30 + 0.30) 0.5 \times 3.30 \times 2400 = 2376 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } 1 = X + 0.15$$

$$M_1 = 2376 (X + 0.150)$$

$$P_2 = 0.30 X \times 2400 = 720 X \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } 2 = 0.5 X$$

$$M_2 = 360 X^2$$

$$\therefore M = M_1 + M_2 = 2376 (X + 0.150) + 360 X^2$$



$$360 x^2 + 2376 x + 356.40 = 4469.26$$

$$360 x^2 + 2376 x - 4112.86 = 0$$

$$x^2 + 6.600 x - 11.4246 = 0$$

$$x = \frac{-6.600 + \sqrt{6.600^2 + 4 \times 11.4246}}{2} = 1.424 \text{ m}$$

Comprobación:

$$M_1 = 2376 (1.424 + 0.15) = 3739.43 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = 360 \times 1.424^2 = \frac{729.83}{4469.26} \text{ Kg-m}$$

Adoptamos  $x = 2.00$  m en la sección vertical y terminamos con  $x = 0.50$  m en el principio de la transición, es decir, cuando tiene talud 2:1

$$\text{Peralte por momento: } d_m = \sqrt{\frac{446927}{13.69 \times 100}} = 18.07 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte por cortante: } d_v = \frac{3579.84}{4.62 \times 100} = 7.75 \text{ cm}$$

Se adopta :  $d = 25$  cm;  $r = 5$  cm;  $e = 30$  cm.

Acero Principal.-

$$A_s = \frac{446927}{2000 \times 0.90 \times 25} = 9.93 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varis. 4c a 13 cm. ( $A_s = 9.77 \text{ cm}^2$ )

Acero por temperatura.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Varillas 4 C a 28 cm. ( $A_{st} = 4.54 \text{ cm}^2$ )

Revisión por adherencia.-

$$\xi_o = \frac{4 \times 9.77}{1.27} = 30.77 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{v}{\xi_o j d} = \frac{3579.84}{30.77 \times 0.90 \times 25} = 5.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.17 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

Revisión por cortante.-

$$v_{\text{calc}} = \frac{v}{b j d} = \frac{3579.84}{100 \times 0.90 \times 25} = 1.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$1.59 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

NOTA: La losa intermedia será de 20 cm de espesor y se reforzará con varillas 4 c a cada 30 cm en dos direcciones y al centro.

Distancia a la cual puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo.

~~Sea  $x = 2.531$  m (medida de la parte superior del muro hacia abajo).~~

$$E = 240 \times 2.531 (2.531 + 1.22) = 2278.51 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{2.531^2 + 3 \times 2.531 \times 0.61}{3(2.531 + 1.22)} = 0.9809 \text{ m}$$

$$M = 2278.51 \times 0.9809 = 2234.91 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{223491}{2000 \times 0.90 \times 25} = 4.97 \text{ cm}^2$$

Varillas 4 c a cada 26 cm.

Cortaremos las varillas del acero principal de refuerzo a 1.00 arriba de la plantilla de la estructura.

REFUERZO

REFUERZO

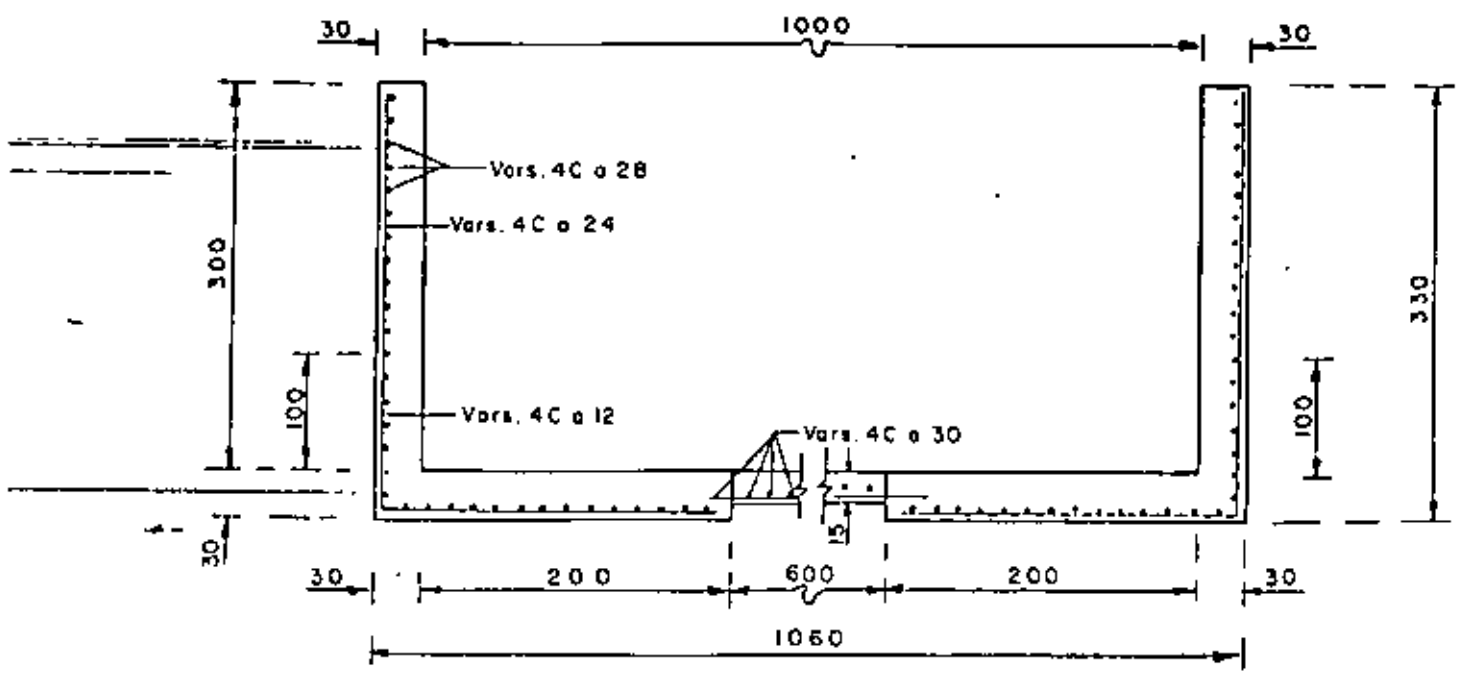


Fig. 8

4.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION "B"

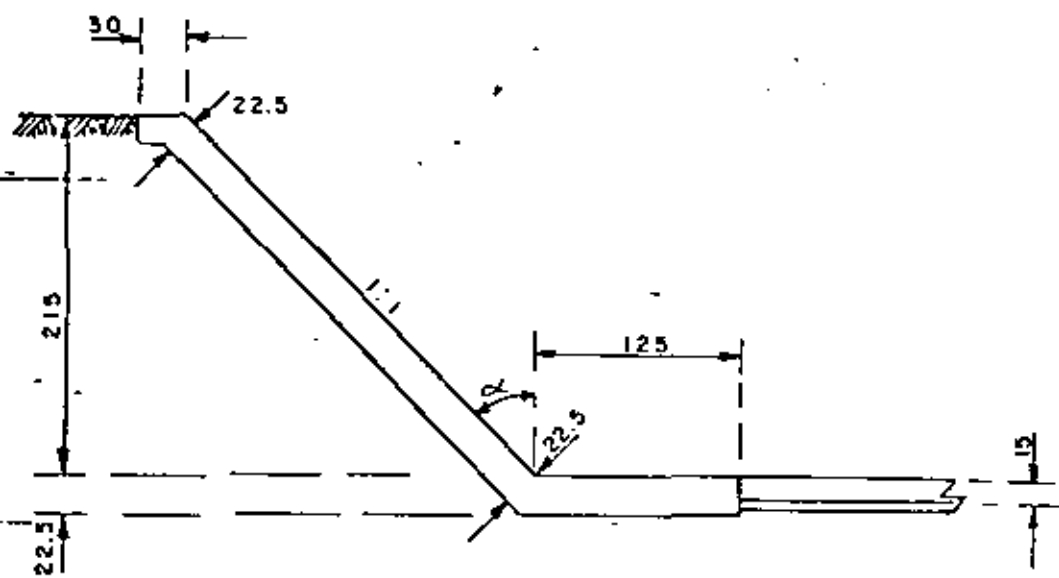


Fig. 9

$$k_0 = \frac{\cos^2 (33.6901^\circ + 45.00)}{\cos^3 45^\circ + \left( \frac{\text{Sen } 33.6901^\circ}{\cos 45^\circ} \right)^2} = \frac{0.0385}{1.1258} = 0.0342$$

76

$$E = 0.5 \times 0.0342 \times 1600 \times 2.375 (2.375+1.220) = 233.60 \text{ Kg.}$$

$$Y = \frac{2.375^2 + 3 \times 2.375 \times 0.610}{3(2.375+1.220)} = 0.93 \text{ m}$$

$$M = 233.60 \times 0.93 = 217.25 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{21725}{13.69 \times 100}} = 3.98 \text{ cm.}$$

Adoptamos:  $d = 17.5 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 22.5 \text{ cm}$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 \times 22.5 \times 100 = 3.375 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 28 cm ( $A_{st} = 4.54 \text{ cm}^2$ )

Acero Principal:-

$$A_s = \frac{21725}{2000 \times 0.9 \times 17.5} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Domina el refuerzo por temperatura, por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 28 cm. y a partir de esta sección ya no cortaremos las varillas.



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

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

**PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"  
CHICAYAN, VER**

**ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982**

**2A. PARTE**

REFUERZO

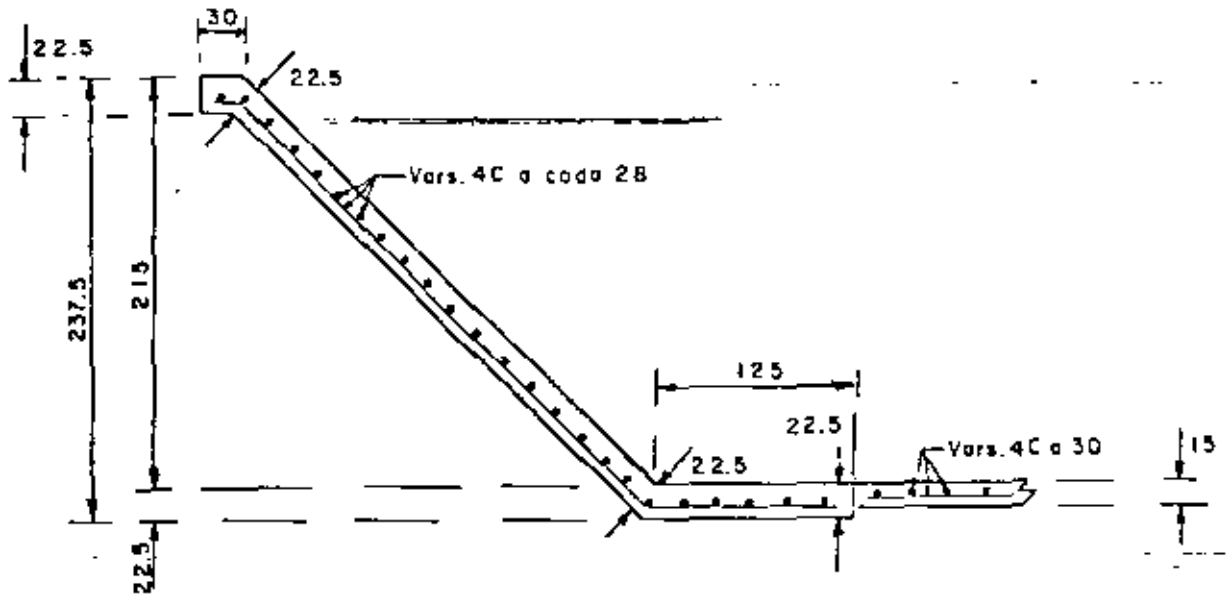


Fig. 10

4.5.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZONA DE COMPUERTAS.

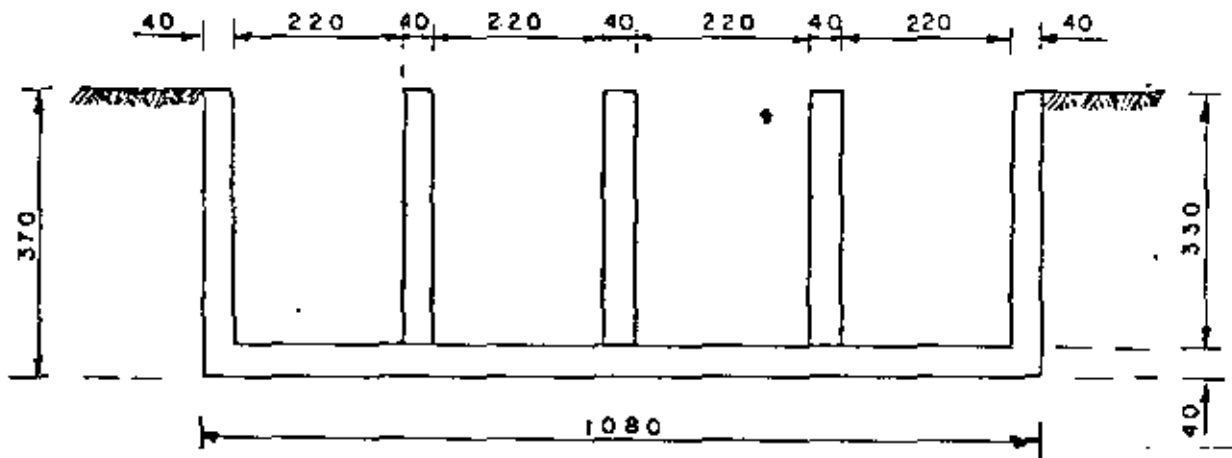


Fig. 11



Analizaremos la estructura sin carga de agua, es decir, --  
actuando solamente los empujes de tierra sobre los muros -  
laterales exteriores.-

Tomaremos distancias a los ejes de la estructura:

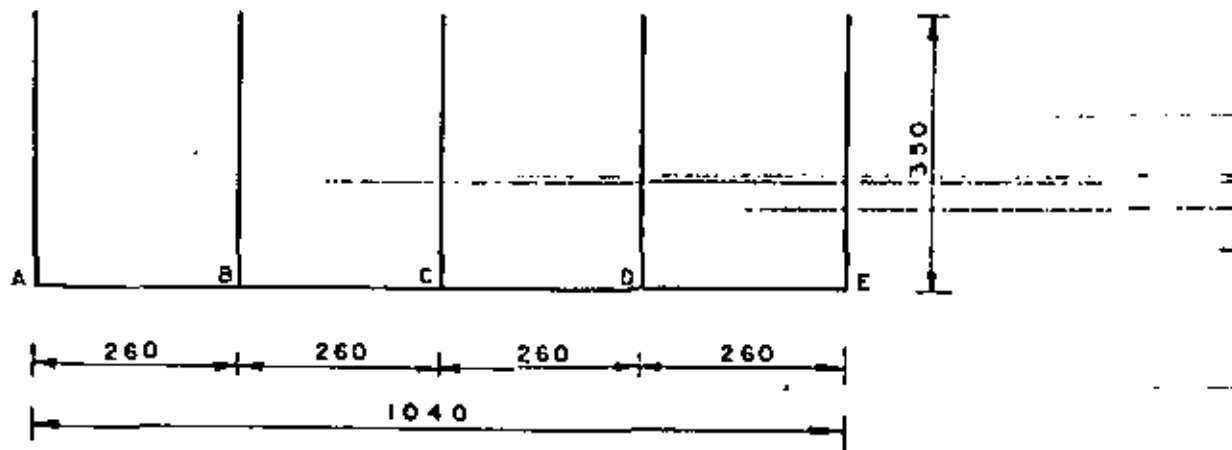


Fig. 12

4.5.1.- Momentos

$$F = 240 \times 3.50 \times (3.50 + 1.22) = 3965 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{3.50^2 + 3 \times 3.50 \times 0.61}{3 (3.50 + 1.22)} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_1 = EY = 3965 \times 1.32 = 5234 \text{ Kg. - m}$$

$$\text{Carga sobre la losa: } W = \frac{(3.30 \times 0.40 \times 2400) 5}{10.40} = 1523 \text{ Kg/m}$$

$$M_{BA} = M_{DE} = \frac{1523 \times 2.60^2}{12} = 858 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC} = \frac{1523 \times 2.60^2}{12} = 858 \text{ Kg-m}$$

4.5.2.- Factores de distribución.-

Nudo A = Nudo E.-

$$F_{AB} = F_{ED} = 1.000$$

Nudo B = Nudo D.-

$$r_{BA} = \frac{3 EI}{2.60} = 1.1538$$

$$F_{BA} = \frac{1.1538}{2.6923} = 0.429$$

$$r_{BC} = \frac{4 EI}{2.60} = \frac{1.5385}{2.6923}$$

$$F_{BC} = \frac{1.5385}{2.6923} = 0.571$$

Nudo C.-  $F_{CB} = F_{CD} = 0.500$

4

4.5.3.- Momentos Finales.

METODO DE CROSS

NUDO	A		B		C		D		E	
	AO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EO
f.D	0	1.000	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	0
M.E.	-5234	+ 858	-858	+858	-858	+858	-858	+ 858	-858	+5234
$\theta$	+ 0	+4376	0	0	0	0	0	0	-4376	0
T	0	0	+2188	0	0	0	0	-2188	0	0
$\theta$	0	0	-1094	-1094	0	0	+1094	+1094	0	0
T	0	-547	0	0	-547	+547	0	0	+547	0
$\theta$	0	+547	0	0	0	0	0	0	-547	0
T	0	0	+274	0	0	0	0	-274	0	0
$\theta$	0	0	-137	-137	0	0	+137	+137	0	0
T	0	-69	0	0	-69	+69	0	0	+ 69	0
$\theta$	0	+69	0	0	0	0	0	0	- 69	0
T	0	0	+ 35	0	0	0	0	- 35	0	0
$\theta$	0	0	- 18	- 18	0	0	+18	+ 18	0	0
T	0	-9	0	0	-9	+ 9	0	0	+ 9	0
$\theta$	0	+9	0	0	0	0	0	0	- 9	0
T	0	0	+5	0	0	0	0	- 5	0	0
$\theta$	0	0	-3	-3	0	0	+ 3	+ 3	0	0
$\Sigma$	-5234	+ 5234	+ 393	- 393	-1483	+1483	+ 393	- 393	-5234	+5234

TABLA I

## 4.5.4.- Cortantes y momentos flexionantes.-

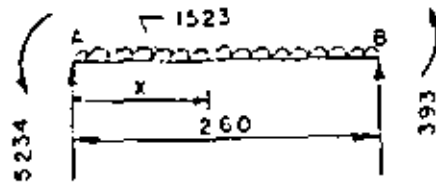


Fig.13

$$V_{\text{isost}} = \frac{1523 \times 2.60}{2} = 1979.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{5234 + 393}{2.60} = 2164.23 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 1979.90 + 2164.23 = 4144.13 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 1979.90 - 2164.23 = -184.33 \text{ Kg.}$$

$$x = \frac{4144.13}{1523} = 2.721 \text{ m}$$

2.721 m > 2.60 m. No hay momento flexionante en ésta barra.

Lugar donde el momento cambia de signo

$$M = 0 = \frac{1523 \times x^2}{2} - 4144.13 x + 5234$$

$$x^2 - 5.4421 x + 6.8733 = 0$$

$$x = \frac{5.4421 \pm \sqrt{5.4421^2 - 4 \times 6.8733}}{2} =$$

$$x = 1.9125 \text{ m (a la derecha del punto "A")}$$

BARRA BC = Barra Dc

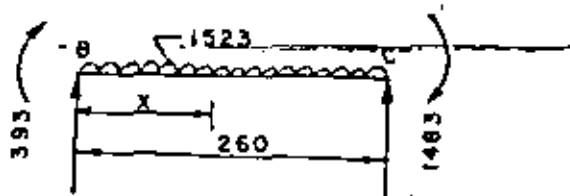


Fig. 14

$$V_{\text{isost}} = 1979.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{393 + 1523}{2.60} = 736.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{BC} = 1979.90 - 736.92 = 1242.98 \text{ Kg.}$$

$$V_{CB} = 1979.90 + 736.92 = 2716.82 \text{ Kg.}$$

$$x = \frac{1242.98}{1523} = 0.816 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 1242.98 \times 0.816 - \frac{1523 \times 0.816^2}{2} + 393$$

$$M_{(+)} = 900.22 \text{ Kg.}$$

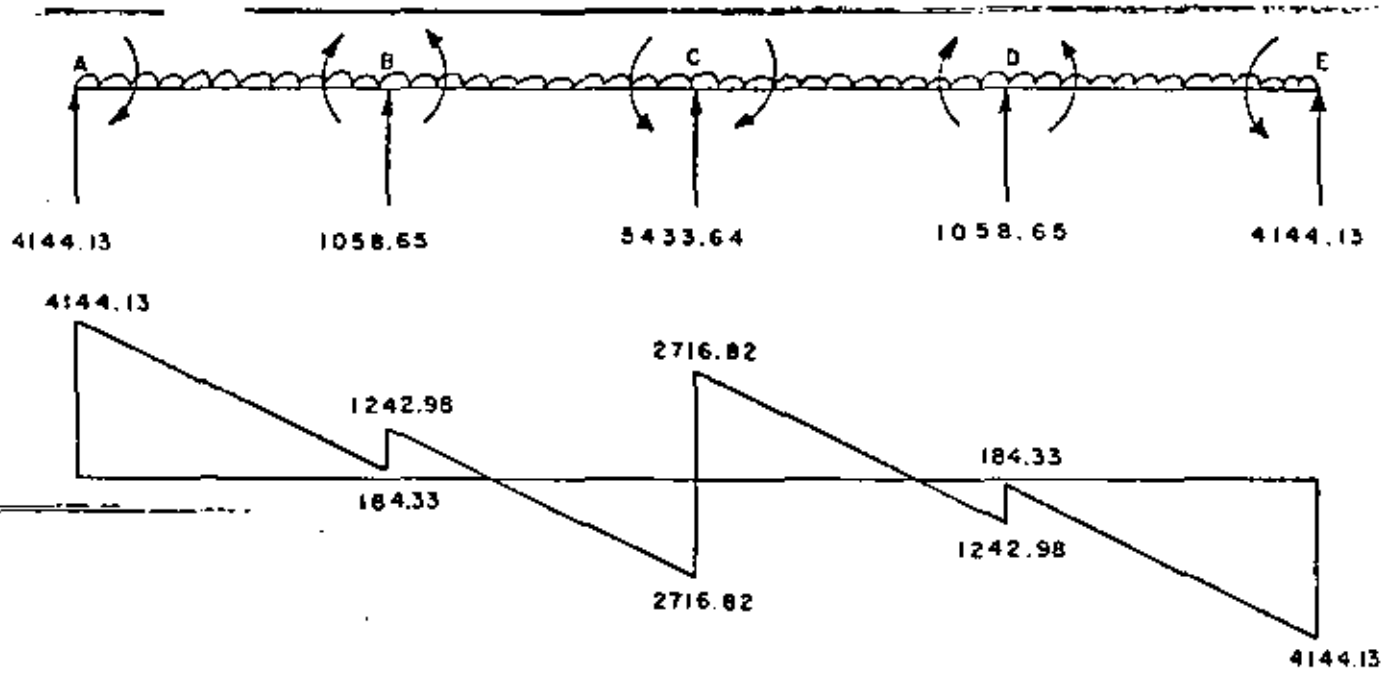


Fig. 15

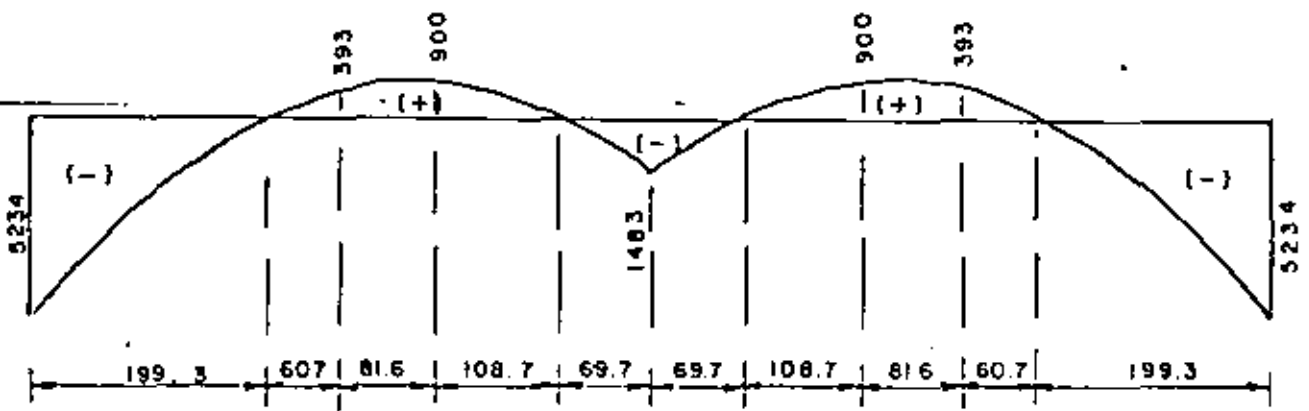


Fig. 16

## 4.5.5.- DISEÑO DE LOS MUROS EXTREMOS.

$$M_{\text{máx}} = 5234 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 3965 \text{ Kg.}$$


---

$$d_m = \sqrt{\frac{523400}{13.69 \times 100}} = 19.55 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{3965}{4.62 \times 100} = 8.58 \text{ cm.}$$

Se adapta:  $d = 35 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $r = 40 \text{ cm}$ .

Acero de refuerzo principal.-

$$A_s = \frac{523400}{2000 \times 0.90 \times 35} = 8.31 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 15 cm ( $A_s = 8.47 \text{ cm}^2$ )

Acero por temperatura.-

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 21 cm en el paramento seco.

En el paramento mojado se colocarán varillas 4C a cada 21 cm en dos direcciones.

Distancia a la cual puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo.

Este concepto ya fué considerado al calcular la transición, -

por lo tanto, cortaremos la mitad del acero principal de refuerzo a 1.30 m arriba de la plantilla de la estructura.

Revisión por cortante.-

$$V_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{3955}{100 \times 0.90 \times 35} = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.26 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{BIEN.}$$

Revisión por adherencia.-

$$u_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_0 = \frac{4 \times 8.47}{1.27} = 26.68 \text{ cm.}$$

$$u_{calc} = \frac{3955}{26.68 \times 0.90 \times 35} = 4.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.71 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN.}$$

4.5.6.- DISEÑO DE LOS MUROS EXTERIORES.-

Estos muros se refuerzan por temperatura, por lo tanto en cada uno se colocarán varillas 4C a cada 21 cm, en dos direcciones y en ambas caras.

4.5.7.- DISEÑO DE LA LOSA.-



$$M_{\text{máx}} = 52.34 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 4144 \text{ Kg.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{523400}{13.69 \times 100}} = 19.55 \text{ cm.}$$

$$d_v = \frac{4414}{4.62 \times 100} = 9.55 \text{ cm.}$$

Se adopta:  $d = 35 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 40 \text{ cm}$ .

Acero de refuerzo principal.- (-)

$$A_s(-) = \frac{523\ 400}{2000 \times 0.90 \times 35} = 8.31 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 15 cm ( $A_s = 8.47 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(+) = \frac{900\ 00}{2000 \times 0.90 \times 35} = 1.42 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm.

Acero por temperatura.-

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm. tanto en el lecho superior como en el lecho inferior.

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\text{calc.}} = \frac{4414}{100 \times 0.90 \times 35} = 1.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.40 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN.}$$

Revisión por adherencia.-

$$\mu_{\text{perm}} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_0 = 26.68 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{4414}{26.68 \times 0.90 \times 35} = 5.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.25 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{BIEN}$$

4.5.8.- CROQUIS DEL REFUERZO.-

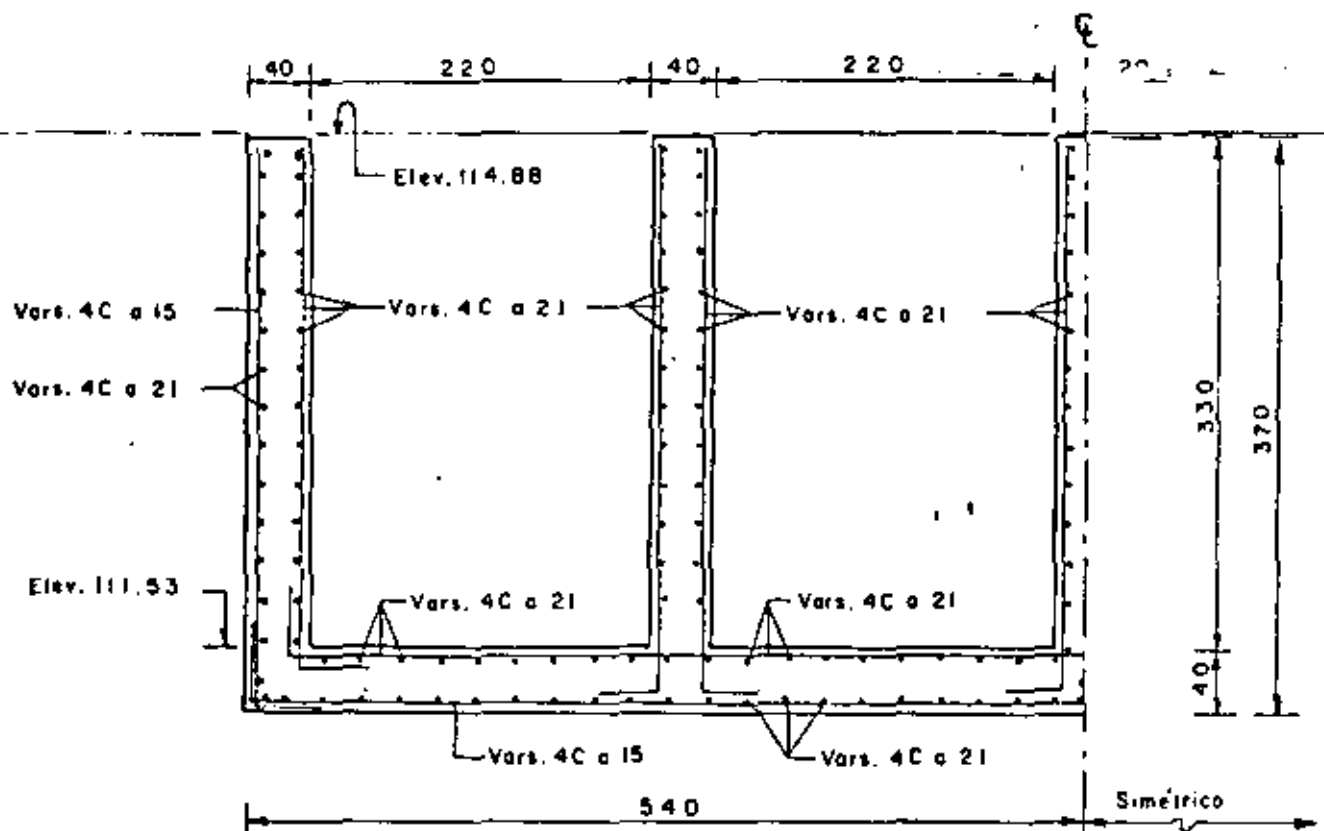


Fig. 17

## 4.6.- DISEÑO DE LOS CONDUCTOS CERRADOS.-

Analizaremos únicamente la sección más crítica, es decir, -  
donde corresponde la altura de mayor relleno.

Se supondrá un espesor de muros y losas de 40 cm con carteles  
 de 20 x 20.

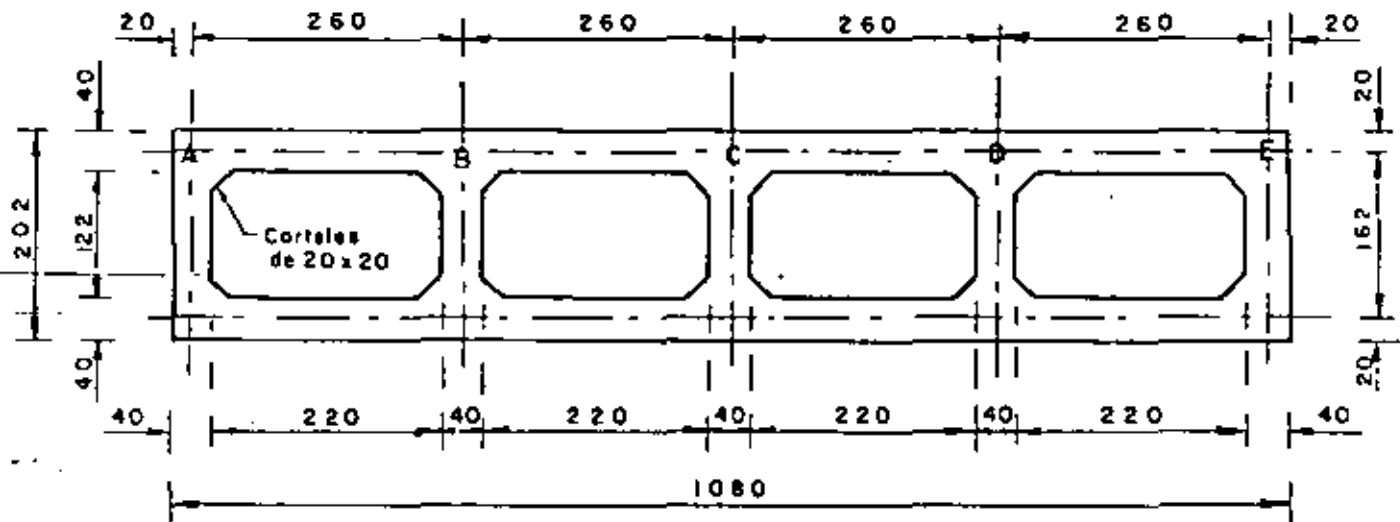


Fig 18

4.6.3.- ANALISIS DE CARGAS.-

a).- Carga sobre la losa superior (W1)

$$\gamma_t = 8.87 \times 1600 = 14\ 192 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP = 0.40 \times 2400 = \frac{960 \text{ Kg/m}^2}{}$$

$$W_1 = 15\ 152 \text{ Kg/m}^2$$

b).- Carga sobre la losa inferior. (W2)

Peso del conducto.-

$$P = 2 \times 960 + \frac{(1.22 \times 0.40 \times 5) 2400 + (0.20^2 \times 0.5 \times 16) 2400}{10.80}$$

$$P_1 = 2533 \text{ Kg.}$$

Peso de la tierra

$$P_2 = 8.87 \times 1600 = 14\ 192 \text{ Kg/m}^2$$

Reacción del terreno.-

$$R_t = P_1 + P_2 = 2533 + 14\ 192 = 16\ 725 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore W_2 = R_t - PP_{Li} = 15\ 765$$

c).- Carga sobre los muros exteriores.-

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de la losa.-

$$h_1 = 122.32 - 113.25 = 9.07 \text{ m}$$

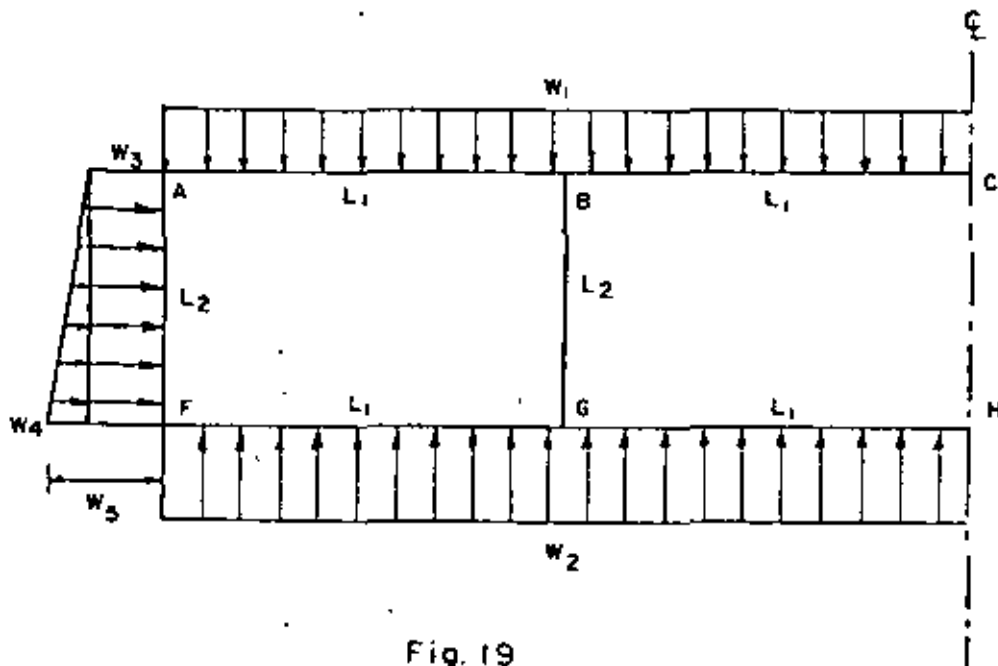
$$h_2 = 9.07 + 1.62 = 10.69 \text{ m}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1600 \times 9.07 = 4150 \text{ Kg.}$$

$$W_5 = 0.286 \times 1600 \times 10.69 = 4892 \text{ Kg.}$$

$$\therefore W_4 = W_5 - W_3 = 742 \text{ Kg.}$$

d).- Croquis de las cargas.-



$$W_1 = 15152 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 15765 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 4150 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 742 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 4892 \text{ Kg/m}^2$$

$$L_1 = 2.60 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.62 \text{ m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

#### 4.6.4.- RIGIDECE Y FACTORES DE DISTRIBUCION.-

NUDOS A, F, F Y J.-

$$r_{AB} = \frac{4EI}{2.60} = 1.5385$$

$$F_{AB} = \frac{1.5385}{4.0076} = 0.3839$$

$$r_{AF} = \frac{4EI}{1.62} = \frac{2.4691}{4.0076}$$

$$F_{AF} = \frac{2.4691}{4.0076} = \frac{0.6151}{1.0000}$$

NUDOS B, C, D, G, H e I.

$r_{BA} = 1.5385$	16	$F_{BA} = 0.2774$
$r_{BC} = 1.5385$		$F_{BC} = 0.2774$
$r_{BG} = \underline{2.4691}$		$F_{BG} = \underline{0.4452}$
5.5461		1.0000

#### 4.6.5.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

Momentos AB, BA, Bc, CB, CD, DC, y DE

$$M = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{15152 \times 2.60^2}{12} = 8536 \text{ Kg-m}$$

Momentos FG, GF, GH, HG, HI, IH, IJ, y JI

$$M = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{15765 \times 2.60^2}{12} = 8881 \text{ Kg-m}$$

Momentos AF y EJ

$$M = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{4150 \times 1.62^2}{12} + \frac{742 \times 1.62^2}{30}$$

$$M = 908 + 65 = 973 \text{ Kg-m}$$

Momentos FA y JE

$$M = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{4150 \times 1.62^2}{12} + \frac{742 \times 1.62^2}{20}$$

$$M = 908 + 97 = 1005 \text{ Kg-m}$$

#### 4.6.6.- MOMENTOS FINALES

Resolveremos el marco rígido por el Método de Cross.

NUDO	A		B			C			F		G			H		
	AB	AF	BA	BG	BC	CB	CH	CD	FG	FA	GF	GB	GH	HG	HC	HD
F.D.	0.384	0.616	0.277	0.446	0.277	0.277	0.446	0.277	0.384	0.616	0.277	0.446	0.277	0.277	0.446	0.277
M.E.	+8536	-973	-8536	0	+8536	-8536	0	+8536	8881	+1005	+8881	0	-8881	+8881	0	8881
Ø0	-2904	-4659	0	0	0	0	0	0	+3024	+4852	0	0	0	0	0	0
T0	0	+2426	-1452	0	0	0	0	0	0	-2330	+1512	0	0	0	0	0
Ø1	-932	-1494	+402	+648	+402	0	0	0	+895	+1435	-419	-674	-419	0	0	0
T1	+201	+718	-466	-337	0	+201	0	-201	-210	-747	+448	+324	0	-210	0	+210
Ø2	-353	-566	+222	+359	+222	0	0	0	+367	+590	-214	-344	-214	0	0	0
T2	+111	+295	-177	-172	0	+111	0	-111	-107	-283	+184	+180	0	-107	0	+107
Ø3	-156	-250	+97	+155	+97	0	0	0	+150	+240	-101	-162	-101	0	0	0
T3	+49	+120	-78	-181	0	+49	0	-49	-51	-125	+75	+78	0	-51	0	+51
Ø4	-65	-104	+44	+71	+44	0	0	0	+68	+108	-42	-69	-42	0	0	0
T4	+22	+54	-33	-35	0	+22	0	-22	-21	-52	+34	+36	0	-21	0	+21
Ø5	-29	-47	+19	+30	+19	0	0	0	+28	+45	-19	-32	-9	0	0	0
T5	+10	+23	-15	-16	0	+10	0	-10	-10	-24	+14	+15	0	-10	0	+10
Ø6	-13	-20	+9	+13	+9	0	0	0	+13	+21	-8	-13	-8	0	0	0
T6	+5	+11	-7	-7	0	+5	0	-5	-4	-10	+7	+7	0	-4	0	+4
Ø7	-6	-10	+4	+6	+4	0	0	0	+5	+9	-4	-6	-4	0	0	0
T7	+2	+5	-3	-3	0	+2	0	-2	-2	-5	+3	+3	0	-2	0	+2
Ø8	-3	-4	+2	+2	+2	0	0	0	+3	+4	-2	-2	-2	0	0	0
	+4475	-4475	-9968	+633	+9335	-8136	0	+8136	-4733	+4733	+10349	-659	-990	+8476	0	-8476

TABLA II



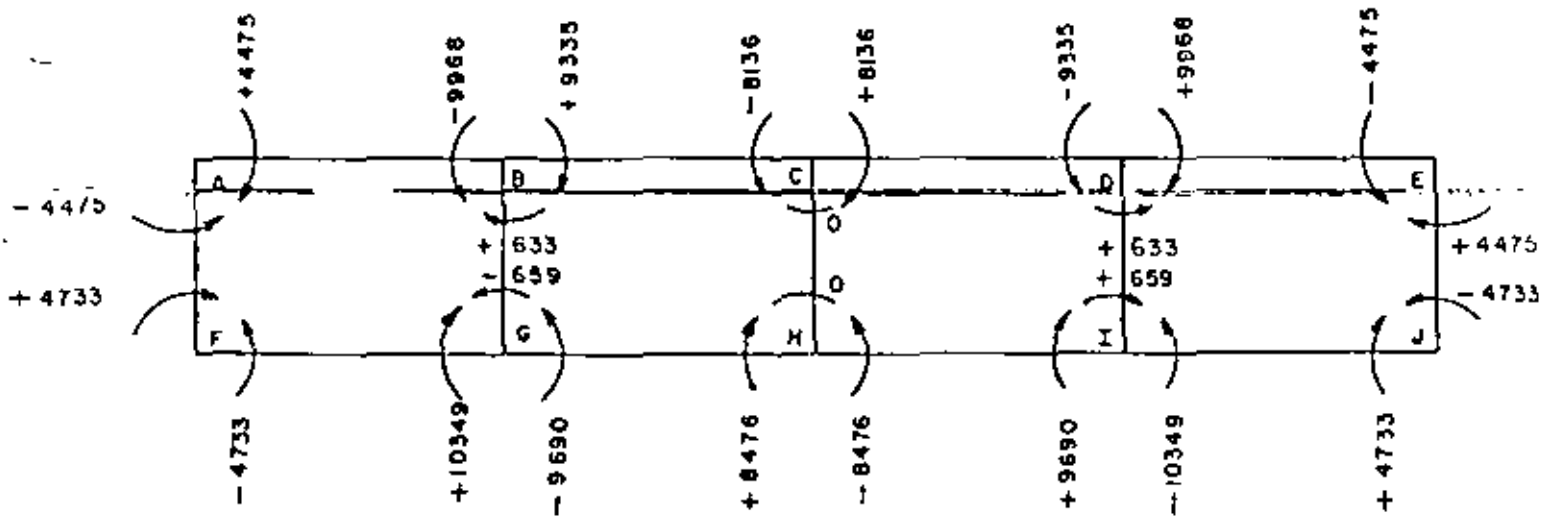


Fig. 20

4.6.7.- Cortantes y momentos positivos en cada barra.

(No se analizarán las barras BG, CH y DI por tener sollicitaciones nulas ó muy pequeñas).

a).- Barra AB

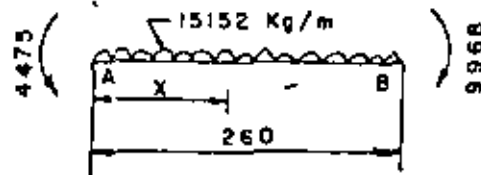


Fig. 21

$$V_{isost} = \frac{15152 \times 2.60}{2} = 19697.60 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{9968 - 4475}{2.60} = 2112.69 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 19697.60 - 2112.69 = 17584.91 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 19697.60 + 2112.69 = 21810.29 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{17584.91}{15152} = 1.1606 \text{ m}$$

$$M_{(+)} \text{ máx} = 17584.91 \times 1.1606 - \frac{15152 \times 1.1606^2}{2} - 4475$$

$$M_{(+)} \text{ máx} = 5729.23 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$X = \frac{\frac{2V}{W} - \sqrt{\frac{2V^2}{W} - \frac{8M}{W}}}{2}$$

a la izquierda: 
$$X = \frac{2 \times 17584.91}{15152} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 17584.91}{15152}\right)^2 - \frac{8 \times 4475}{15152}}}{2}$$

$$X = 0.2909 \text{ m}$$

a la derecha: 
$$X = \frac{2 \times 21810.29}{15152} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 21810.29}{15152}\right)^2 - \frac{8 \times 9968}{15152}}}{2}$$

$$X = 0.5698 \text{ m}$$

b).- BARRA BC.-

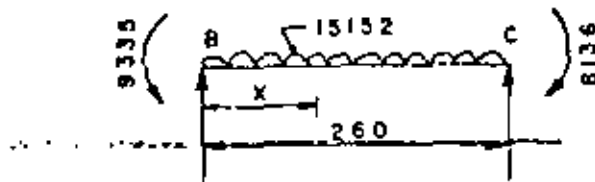


Fig. 22

$$V_{\text{isost}} = 19697.60 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{9335 - 8136}{2.60} = 461.15 \text{ Kg.}$$

$$V_{BC} = 19697.60 + 461.15 = 20158.75 \text{ Kg.}$$

$$V_{CB} = 19697.60 - 461.15 = 19236.45 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{20158.75}{15152} = 1.3304 \text{ m}$$

$$M(+)\text{ máx} = 20158.75 \times 1.3304 - \frac{15152 \times 1.3304^2}{2} - 9335$$

$$M(+)\text{ máx} = 4074.95 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$x_{129} = \frac{2 \times 20158.75}{15152} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 20158.75}{15152} \right)^2 - \frac{8 \times 9335}{15152}}$$

$$X_{izq.} = 0.5970 \text{ m}$$

$$X_{der} = \frac{2 \times 19236.45}{15152} - \frac{\sqrt{(2 \times 19236.45)^2 - \frac{8 \times 8136}{15152}}}{2}$$

$$X_{der} = 0.5362 \text{ m}$$

c).- BARRA FG.-

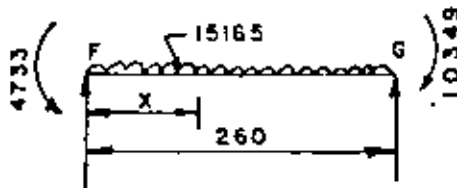


Fig. 23

$$V_{isost} = \frac{15765 \times 2.60}{2} = 20494.50$$

$$V_{hiper} = \frac{10349 - 4733}{2.60} = 2160 \text{ Kg}$$

$$V_{FG} = 20494.50 - 2160.00 = 18334.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{GF} = 20494.50 + 2160.00 = 22654.50 \text{ Kg.}$$

Cortante máximo positivo al cartel.-

$$V_{GFcartel} = \frac{22654.50 \times 1.04}{1.44} = 16362 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{18\,334.50}{15\,765} = 1.163 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 18334.50 \times 1.163 - \frac{15765 \times 1.163^2}{2} - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 5928.40 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$X_{129} = \frac{2 \times 18334.50}{15765} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 18334.50}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 4733}{15765}}}{2}$$

$$X_{129} = 0.2958 \text{ m}$$

$$X_{\text{der}} = \frac{2 \times 22654.50}{15765} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 22654.50}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 10349}{15765}}}{2}$$

$$X_{\text{der}} = 0.5365 \text{ m}$$

M.  
(-) máximo al paño.-

$$X = 20 \text{ cm}$$

$$M_x = V_{GF}X - \frac{W_2 X^2}{2} - 10349$$

$$M_x = 22654.50 \times 0.20 - \frac{15765 \times 0.20^2}{2} - 10349 = 6133.40 \text{ Kg-m}$$

d).- BARRA GH.-

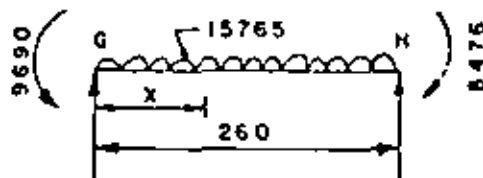


Fig. 24

$$V_{\text{isost}} = 20494.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{9690 - 8476}{2.60} = 466.92$$

$$V_{\text{GH}} = 20494.50 + 466.92 = 20961.42 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{HG}} = 20494.50 - 466.92 = 20027.58 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{20961.42}{15765} = 1.3296 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 20961.42 \times 1.3296 - \frac{15765 \times 1.3296^2}{2} - 9690$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 4245.34 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$x_{12q} = \frac{\frac{2 \times 20961.42}{15765} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20961.42}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 9690}{15765}}}{2}$$

$$x_{12q} = 0.5957 \text{ m}$$

$$x_{\text{der}} = \frac{\frac{2 \times 20027.58}{15765} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 20027.58}{15765}\right)^2 - \frac{8 \times 8476}{15765}}}{2}$$

$$x_{\text{der}} = 0.5365 \text{ m}$$

e).- BARRA AF.-

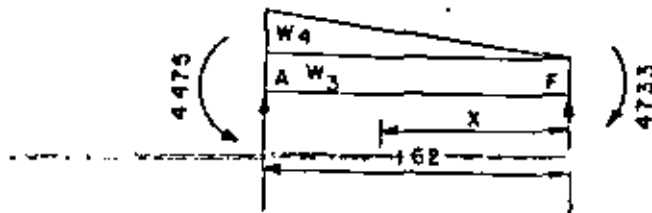


Fig. 25

$$V_{AFisost} = \frac{4150 \times 1.62}{2} + \frac{742 \times 1.62}{3}$$

$$V_{AFisost} = 3361.50 + 400.68$$

$$V_{AFisost} = 3762.18 \text{ Kg.}$$

$$V_{FAisost} = \frac{4150 \times 1.62}{2} + \frac{742 \times 1.62}{6} = 3361.50 + 200.34$$

$$V_{FAisost} = 3561.84 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{4733 - 4475}{1.62} = 159.26 \text{ Kg}$$

$$V_{AF} = 3762.18 - 159.26 = 3602.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{FA} = 3561.84 + 159.26 = 3721.10 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo: (X a partir de F)

$$X = \frac{-4150 + \sqrt{4150^2 + \frac{4 \times 742 \times 3721.10}{1.62}}}{\frac{2 \times 742}{1.62}}$$

$$X = 0.8221 \text{ m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 3721.10 \times 0.82 - \frac{4150 \times 0.82^2}{2} - \frac{742 \times 0.82^3}{3 \times 1.62} - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 3058.99 - 1402.27 - 84.82 - 4733$$

$$M_{(+)\text{máx}} = -3161.10 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

#### 4.6.8.- Diagrama de cortantes

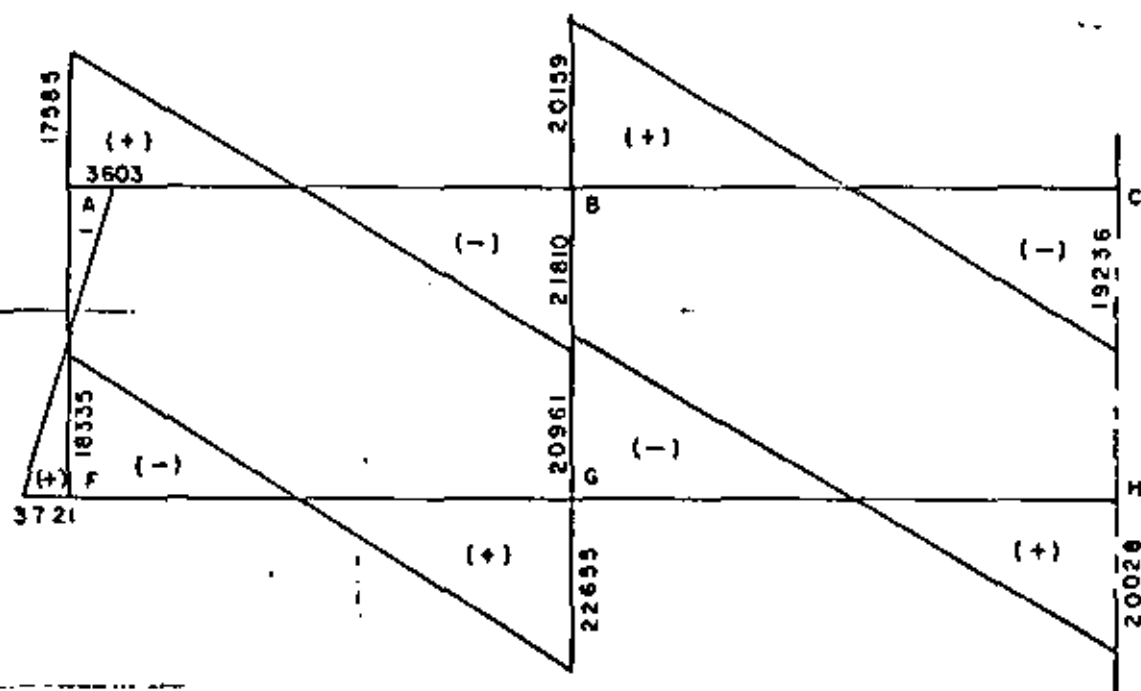


Fig. 26



## 4.6.9.- Diagrama de momentos.-

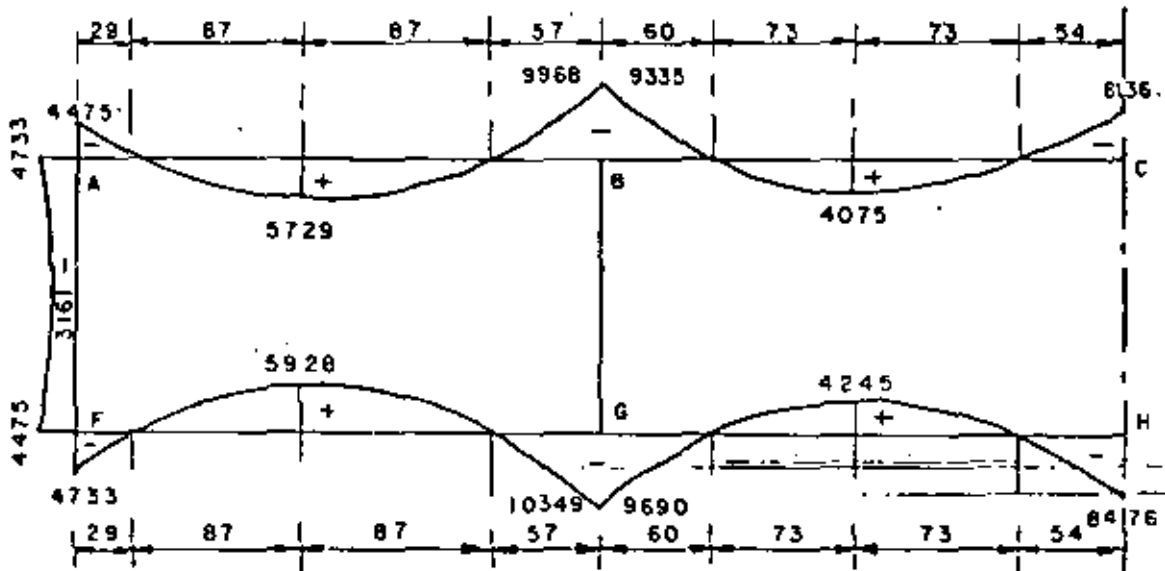


Fig. 27

## 4.6.10.- Diseño.

$M(-)_{\text{máx}} = 6133 \text{ K-m}$  (Momento máximo negativo al paño)

$M(+)_{\text{máx}} = 5928 \text{ Kg-m}$  (Momento máximo positivo)

$V_{\text{máx}} = 16362 \text{ Kg.}$  (Cortante máximo al cartel)

Peralte por momento.-

$$d_m = \sqrt{\frac{1034900}{13.69 \times 100}} = 27.49 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.-

$$dv = \frac{16362}{4.62 \times 100} = 35.42$$

Se adopta:  $d = 35 \text{ cm}$  ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 40 \text{ cm}$ .

Acero de refuerzo.-

$$As_{(-)} = \frac{1034900}{2000 \times 0.90 \times 35} = 16.43 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 12 cm ( $As = 16.50 \text{ cm}^2$ )

$$As_{(+)} = \frac{592800}{2000 \times 0.90 \times 35} = 9.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 13 cm ( $As = 9.77 \text{ cm}^2$ )

$$As_t = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

~~Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm ( $As = 6.05 \text{ cm}^2$ )~~

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{v}_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{calc} = \frac{16362}{40 \times 100} = 4.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.09 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

Revisión por adherencia.-

$$\sqrt{f}_{perm} = \frac{2.3 \times 250}{1.59} = 22.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma O = \frac{4 \times 16.43}{1.59} = 41.33 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{16362}{41.33 \times 0.90 \times 35} = 12.57 \text{ Kg/cm}^2$$

12.57 Kg/cm<sup>2</sup> < 22.91 Kg/cm<sup>2</sup> ∴ BIEN

4.6.11.- Refuerzo de la sección.-

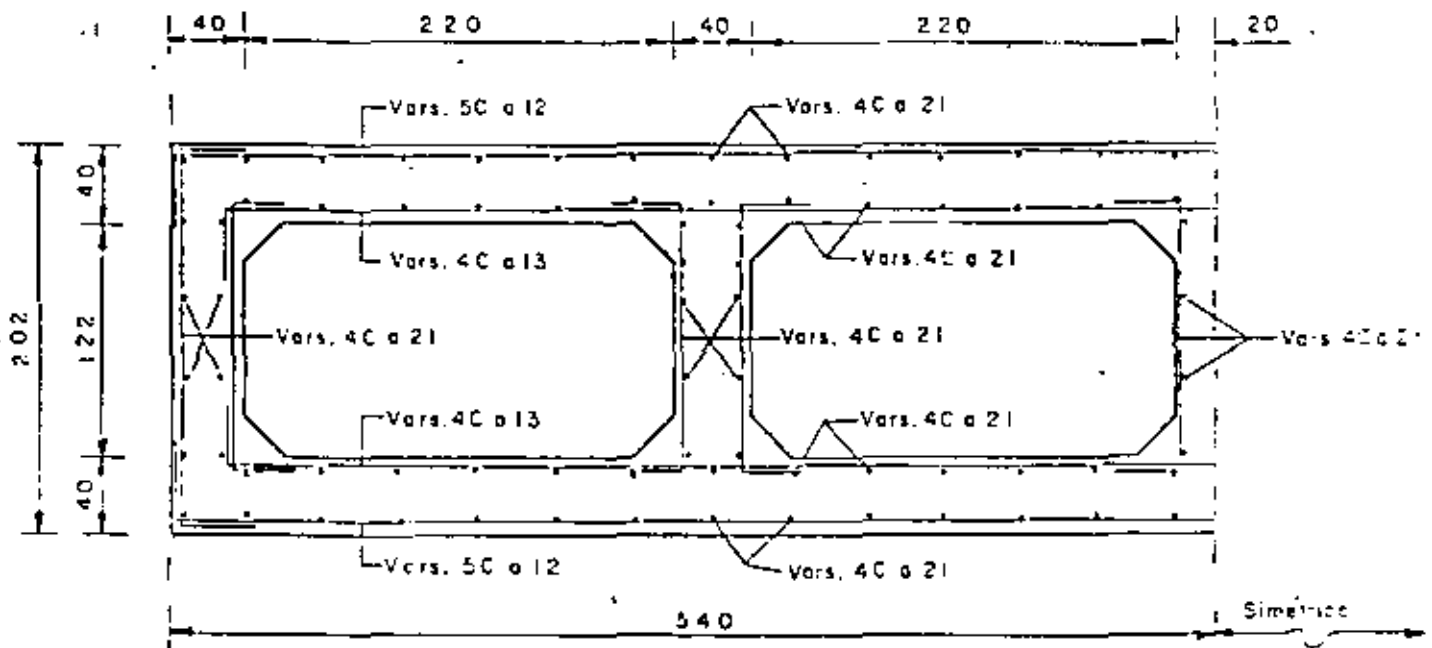


Fig. 28

4.7.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS CARCANOS.-

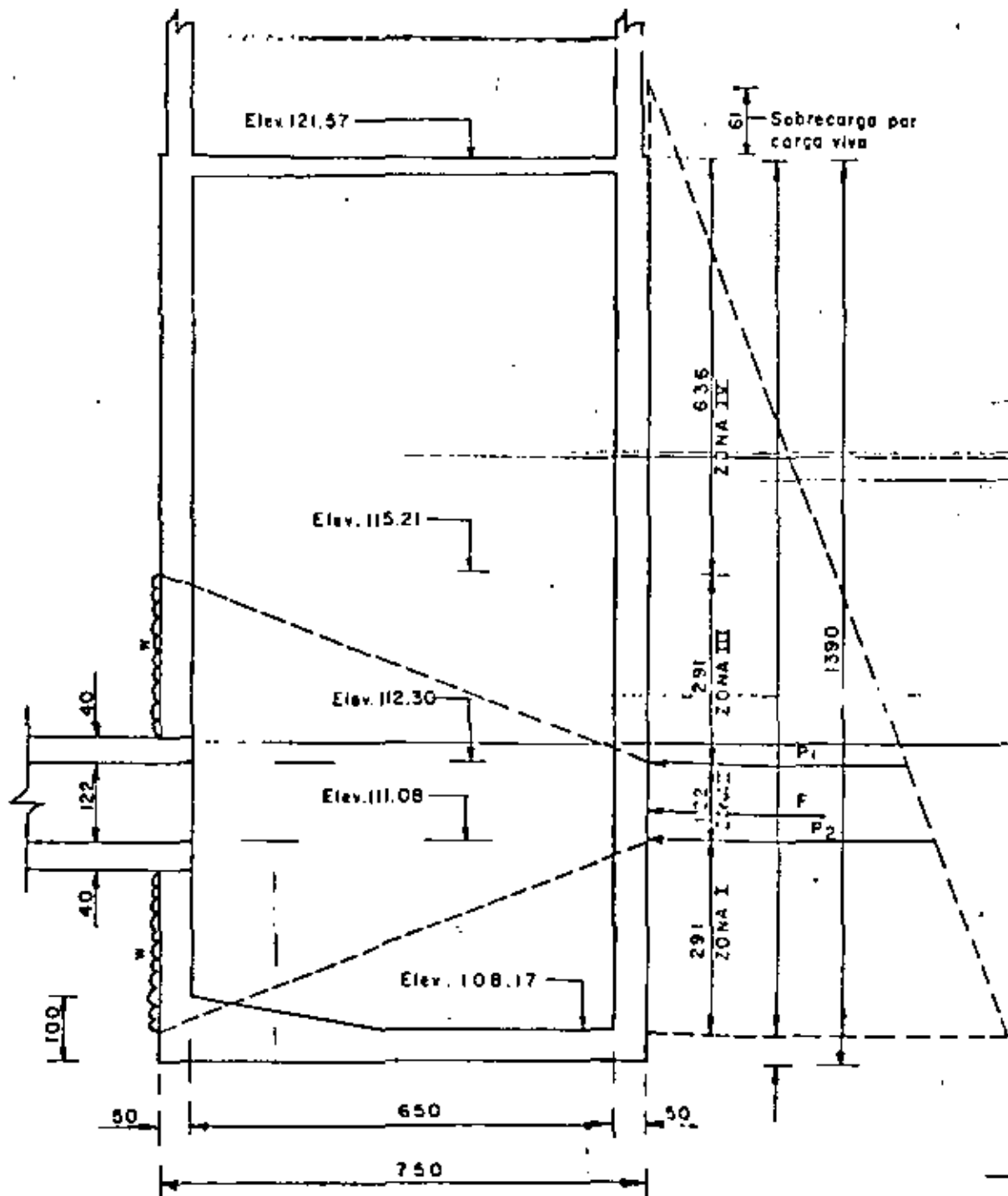


Fig. 29

4.7.2.- Planta.- Dimensiones generales.

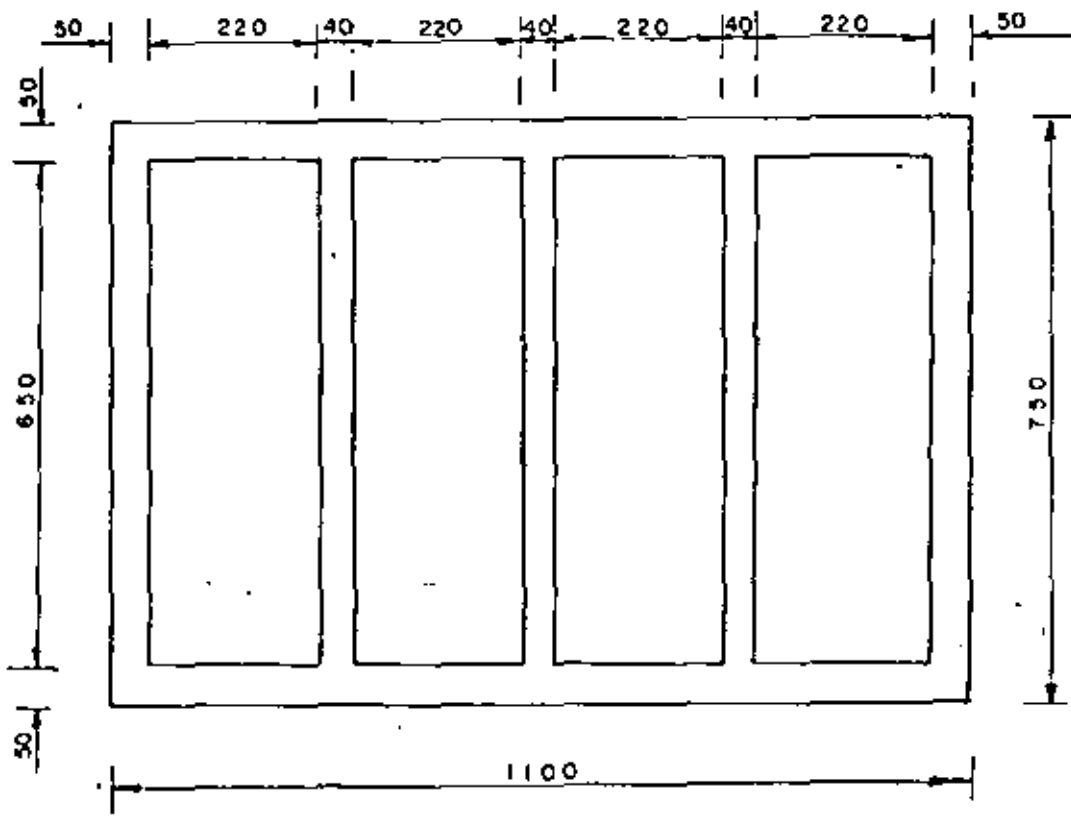


Fig. 30

4.7.3.- Planta.- Dimensiones a los ejes.-

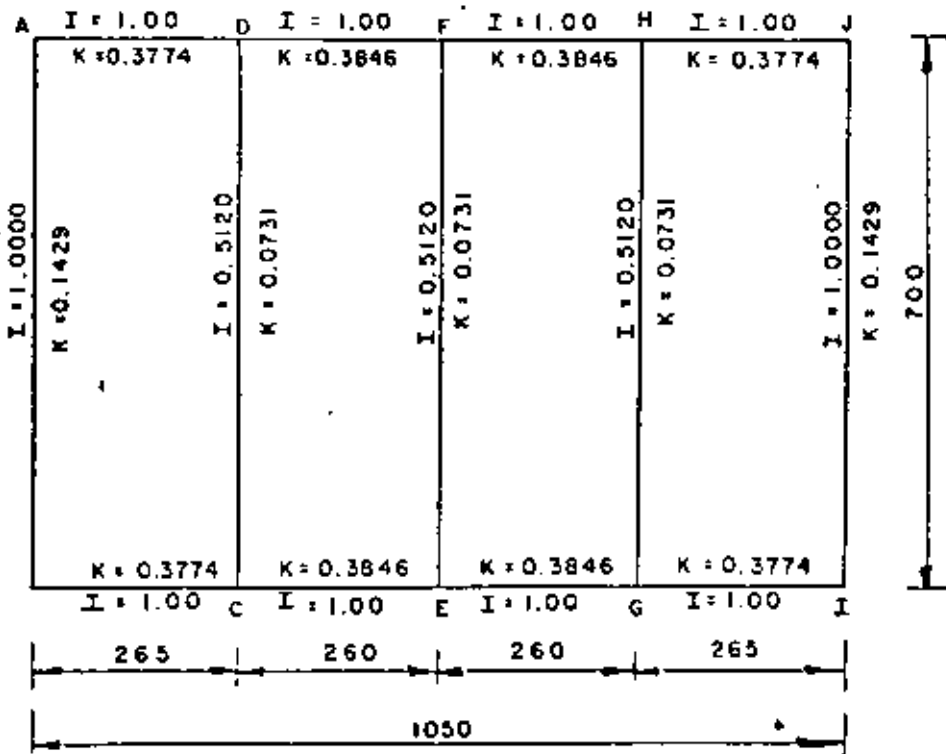


Fig. 31

$$I_1 = \frac{1.00 \times 0.50^3}{12} = 0.0104 = 100\% = 1.0000$$

$$I_2 = \frac{1.00 \times 0.40^3}{12} = 0.0053 = 51.20\% = 0.5120$$

$$K = \frac{I}{L}$$

#### 4.7.4.- Factores de distribución.-

Nudos A, B, I y J.-

$$K_{AB} = 0.1429$$

$$F_{AB} = \frac{0.1429}{0.5203} = 0.2746$$

$$K_{AC} = \frac{0.3774}{\Sigma = 0.5203}$$

$$F_{AC} = \frac{0.3774}{0.5203} = \frac{0.7254}{1.0000}$$

Nudos C, D, G y H

$$K_{CA} = 0.3774$$

$$F_{CA} = 0.4723$$

$$K_{CD} = 0.0371$$

$$F_{CD} = 0.0464$$

$$K_{CE} = \frac{0.3846}{\Sigma = 0.7991}$$

$$F_{CE} = \frac{0.4813}{1.0000}$$

Nudos E y F

$$K_{EC} = 0.3846$$

$$F_{EC} = 0.4566$$

$$K_{EF} = 0.0731$$

$$F_{EF} = 0.0868$$

$$K_{EG} = \frac{0.3846}{\Sigma = 0.8423}$$

$$F_{EG} = \frac{0.4566}{1.0000}$$

4.7.5.- Esfuerzos debidos al desequilibrio en la zona de los ductos.-

De acuerdo con la figura de la hoja num. , se considera -  
que los muros paralelos al flujo son capaces de transmitir la carga uniformemente repartida.

Entonces:

$$P_1 = k_0 \gamma (h+h_1) = 0.286 \times 1600 \times (9.27 + 0.61)$$

$$P_1 = 4521 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore F = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{4521 + 5079}{2} = 4800 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{F}{A} = \frac{4800}{2 \times 2.91} = 825 \text{ Kg/m}$$

4.7.6.- Análisis de la zona I.- ( De la elevación 108.17 a-  
la elev. 111.08.- 2.91 m )

$$P_1 = 0.286 \times 1600 (13.40 + 0.61) = 6411 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = (6411 + 5079) 0.5 = 5745 \text{ Kg/m}$$

$$W_2 = W_1 + W = 5745 + 825 = 6570 \text{ Kg/m}$$



$$L_1 = 7.00 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.65 \text{ m}$$

$$L_3 = 2.60 \text{ m}$$

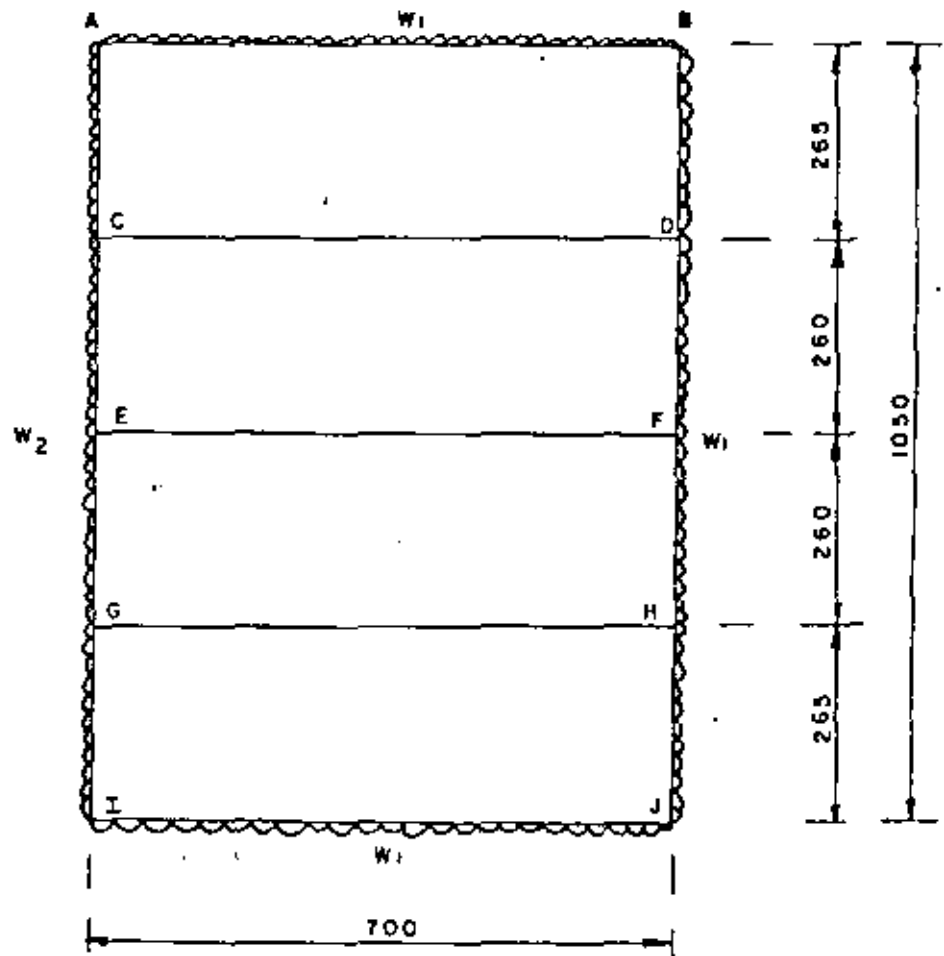


Fig. 32

#### 4.7.7.- Momentos de empotramiento.-

a).- Momentos Ab, BA, IJ y JI

$$M_{AB} = \frac{w_1 L_1^2}{12} = \frac{5745 \times 7.00^2}{12} = 23459 \text{ Kg-m}$$

b).- Momentos Ac, Ca, GI e IG.-

$$M_{AC} = \frac{w_2 L_2^2}{12} = \frac{6570 \times 2.65^2}{12} = 3845 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos BD, DB, HJ y JH

$$M_{BD} = \frac{w_1 L_2^2}{12} = \frac{5745 \times 2.65^2}{12} = 3362 \text{ Kg-m}$$

d).- Momentos CE, EC, EG y GE.-

$$M_{CE} = \frac{w_2 L_3^2}{12} = \frac{6570 \times 2.60^2}{12} = 3701 \text{ Kg-m}$$

e).- Momentos DF, FD, FH y HF.-

$$M_{DF} = \frac{w_1 L_3^2}{12} = \frac{5745 \times 2.60^2}{12} = 3236 \text{ Kg-m}$$

f).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG.

$$M_{CD} = 0$$

#### 4.7.8.- Momentos finales.-

Análisis por el Método de Cross.-

NUDO	A		B		C			F			G			H		
	AB	AC	BA	BD	CA	CD	CE	FD	FE	FN	GE	GH	GI	HF	IIG	IIG
ME	+23459	-3845	-23459	+3362	+3845	0	-3701	-3236	0	+3236	+3701	0	-3845	-3236	0	+362
FD	0.275	0.725	0.275	0.725	0.472	0.047	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
Ø1	-5394	-4220	+5527	+14570	-68	7	-69	0	0	0	+69	+7	+68	-61	-6	-59
T1	+2764	-34	-2697	+30	-7110	+3	0	+31	0	-31	0	-3	+7110	0	+4	-7285
Ø2	-751	-1979	+733	+1934	+3354	+334	+3419	0	0	0	-3419	-334	-3354	+3502	+342	+3436
T2	+367	+167	-376	-1718	-990	-171	0	-1751	0	+1751	0	+171	+990	0	-167	-967
Ø3	-562	-1482	+576	+1518	+548	+54	+559	0	0	0	-559	-54	-548	+546	+53	+535
T3	+288	+274	-281	-268	-741	-27	0	-273	0	+273	0	+27	+741	0	-27	-759
Ø4	-155	-407	+151	+398	+362	+36	+370	0	0	0	-370	-36	-362	+378	+37	+371
T4	+76	+181	-78	-186	-204	-19	0	-189	0	+189	0	+19	+204	0	-18	-199
Ø5	-71	-186	+73	+191	+105	+11	+107	0	0	0	-107	-11	-105	+104	+11	+102
T5	+37	+53	-36	-51	-93	-6	0	-52	0	+52	0	+6	+93	0	-6	-96
Ø6	-25	-65	+24	+63	+47	+4	+48	0	0	0	-48	-4	-47	+49	+5	+48
T6	+12	+24	-13	-24	-33	-3	0	-25	0	+25	0	+3	+33	0	-2	-32
Ø7	-10	-26	+10	+27	+17	+2	+17	0	0	0	-17	-2	-17	+16	+2	+16
T7	+5	+9	-5	-8	-13	-1	0	-8	0	+8	0	+1	+13	0	-1	-14
Ø8	-4	-11	+4	+9	+7	0	+7	0	0	0	-7	-0	-7	+7	+0	+7
T8	+2	+4	-2	-4	-6	0	0	-4	0	+4	0	0	+6	0	0	-5
Ø9	-2	-4	+2	+4	+3	0	+3	0	0	0	-3	-0	-3	+3	+0	+2
M	+20036	-20036	-19847	+19847	-970	-21	+760	-5507	0	+5507	-760	-210	+970	-1309	+228	-1537

4.7.9.- Cortantes y Momentos positivos.-

Barras AB e IJ.-

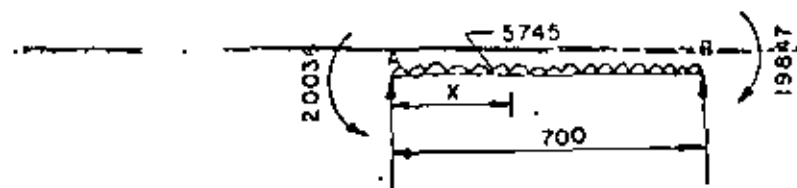


Fig.33

$$V_{isost} = \frac{5745 \times 7.00}{2} = 20\ 107.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{20036 - 19847}{7} = 27 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 20\ 107.50 + 27 = 20\ 134.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 20\ 107.50 - 27 = 20\ 080.50 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$X = \frac{20134.50}{5745} = 3.5047 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 20134.50 \times 3.5 - 5745 \times 3.5^2 \times 0.5 - 20036$$

$$M_{(+)} = 15\ 246.69 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$X_{12q} = \frac{2 \times 20134.50}{5745} - \sqrt{\frac{(2 \times 20134.50)^2}{5745^2} - \frac{8 \times 20036}{5745}}$$

$$X_{12q} = 1.2008 \text{ m}$$

$$X_{der} = \frac{2 \times 20080.50}{5745} - \frac{\sqrt{(2 \times 20080.50)^2 - 8 \times 19847}}{5745} \times 2$$

$$X_{der} = 1.1914 \text{ m}$$

Barras Ac e IG.-

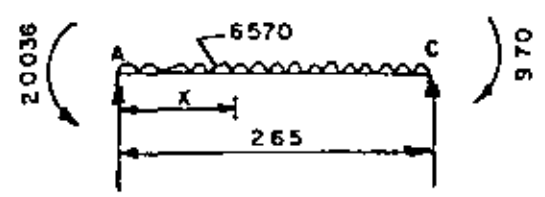


Fig. 34

$$V_{isost} = \frac{6570 \times 2.65}{2} = 8705.25 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{20036 - 970}{2.65} = 7194.72 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 8705.25 + 7194.72 = 15899.97 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 8705.25 - 7194.72 = 1510.53 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$x = \frac{15899.97}{6570} = 2.4201 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = -15899.97 \times 2.4201 - \frac{6570 \times 2.4201^2}{2} - 20036$$

$$M_{(+)} = -796.35 \text{ Kg}\cdot\text{m} \text{ (NO hay momento positivo)}$$

Barras Bd y JH.-

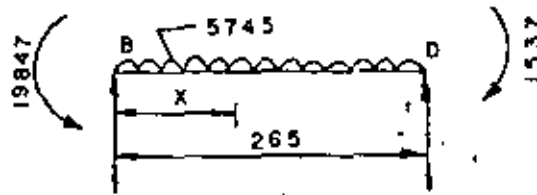


Fig. 35

$$V_{sost} = \frac{5745 \times 2.65}{2} = 7612.13 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{19847 - 1537}{2.65} = 6909.43 \text{ Kg.}$$

$$V_{BD} = 7612.13 + 6909.43 = 14521.56 \text{ Kg.}$$

$$V_{DB} = 7612.13 - 6909.43 = 702.70 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$X = \frac{14521.56}{5745} = 2.5277 \text{ m}$$

$$M(+)= 14521.56 \times 2.53 - \frac{5745 \times 2.53^2}{2} - 19847$$

$$M(+)= - 1494.02 \text{ Kg} - \text{m} \text{ ( No hay momento positivo).}$$

Barras CE y GE

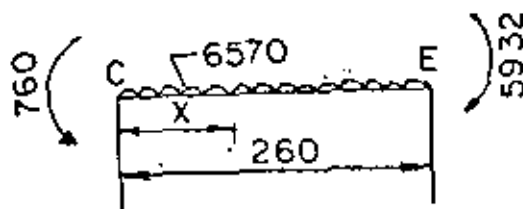


Fig. 36

$$V_{\text{isost}} = \frac{6570 \times 2.6}{2} = 8541 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{5932 - 760}{2.6} = 1989.23 \text{ Kg.}$$

---

$$V_{\text{CE}} = 8541.00 - 1989.23 = 6551.77 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{EC}} = 8541.00 + 1989.23 = 10530.23 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-

$$x = \frac{6551.77}{6570} = 0.9972 \text{ m}$$

---

$$M_{(+)} = 6551.77 \times 0.9972 - \frac{6570 \times 0.9972^2}{2} - 760$$

$$M_{(+)} = 2506.80 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para momento nulo.-

---

$$x_{12q} = \frac{2 \times 6551.77}{6570} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 6551.77}{6570}\right)^2 - \frac{8 \times 760}{6570}}}{2}$$

$$x_{12q} = 0.2431 \text{ m}$$

---

$$x_{\text{der}} = \frac{2 \times 10530.23}{6570} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 10530.23}{6570}\right)^2 - \frac{8 \times 5932}{6570}}}{2}$$

---

$$x_{\text{der}} = 0.7292 \text{ m}$$

Barras DF y HF

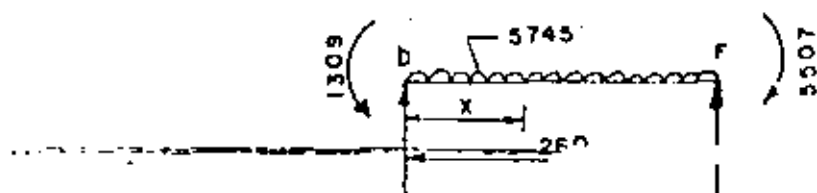


Fig. 37

$$V_{isost} = \frac{5745 \times 2.6}{2} = 7468.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{5507 - 1309}{2.60} = 1614.62 \text{ Kg.}$$

$$V_{DF} = 7468.50 - 1614.62 = 5853.88 \text{ Kg.}$$

$$V_{FD} = 7468.50 + 1614.62 = 9083.12 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$x = \frac{5853.88}{5745} = 1.0190 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 5853.88 \times 1.019 - \frac{5745 \times 1.019^2}{2} - 1309$$

$$M_{(+)} = 1673.41 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-

$$x_{izq} = \frac{2 \times 5853.88}{5745} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 5853.88}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 1309}{5745}}}{2}$$

$$x_{izq} = 0.2557 \text{ m.}$$



$$x_{dor} = \frac{2 \times 9083.12}{5745} - \frac{\sqrt{\left(\frac{2 \times 9083.12}{5745}\right)^2 - \frac{8 \times 5507}{5745}}}{2}$$

$$x_{dor} = 0.8178 \text{ m}$$

#### 4.7.10.- Diseño

##### 4.7.10.1.- Barras exteriores de 7.00 m

$$M(-)_{\text{máx}} = 20\ 036 \text{ Kg-m}$$

$$M(+)_{\text{máx}} = 15\ 247 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 20\ 135 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{20\ 036\ 00}{13.69 \times 100}} = 38.26 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{20135}{4.62 \times 100} = 43.58 \text{ cm.}$$

Se adopta:  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 50 \text{ cm}$ .

NOTA.- En el caso de las pilas intermedias, éstas tienen pocas o nulas sollicitaciones y por lo tanto tendrá espesor de 40 cm. y serán reforzadas por temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 21 cm en dos direcciones y en ambas caras.

---

Para los muros de 50 cm. de espesor.

$$A_{st} = 0.0015 \times 50 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 26 cm. normales al acero principal, tanto positivo como negativo, o bien, 4C a cada 17 cm. --- (As = 7.47 cm<sup>2</sup>).

---

Acero Principal.-

$$A_s(-) = \frac{2\,003\,600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 24.74 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8C a cada 20 cm. (As = 25.35 cm<sup>2</sup>)

---

$$A_s(+) = \frac{1\,524\,700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 18.82 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 15 cm (As = 19.00 cm<sup>2</sup>) o bien

Varillas 8C a cada 27 cm. (As = 18.78 cm<sup>2</sup>)

---

Revisión por cortante.-

---

$$\sqrt{v}_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_{\text{calc}} = \frac{20135}{100 \times 45} = 4.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.47 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Revisión por adherencia.-

$$\gamma_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ cm}$$

$$\leq 0 = \frac{4 \times 25.35}{2.54} = 39.92 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{calc}} = \frac{20135}{39.92 \times 0.90 \times 45} = 12.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.45 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

4.7.10.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M_{(-)\text{máx}} = 20\ 036 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 2\ 507 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 15\ 900 \text{ Kg.}$$

$$A_s(-) = \frac{2\ 003\ 600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 24.74 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas BC a cada 20 cm

$$A_s(+)=\frac{250\,700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 3.10 \text{ cm}^2 \quad 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por adherencia.-

$$\mu_{\text{perm}} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\leq 0 = 39.92 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{15900}{39.92 \times 0.9 \times 45} = 9.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.84 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión por cortante.-

$$\tau_{\text{calc}} = \frac{15900}{100 \times 45} = 3.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.53 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

## 4.7.10.3.- CROQUIS DEL REFUERZO.

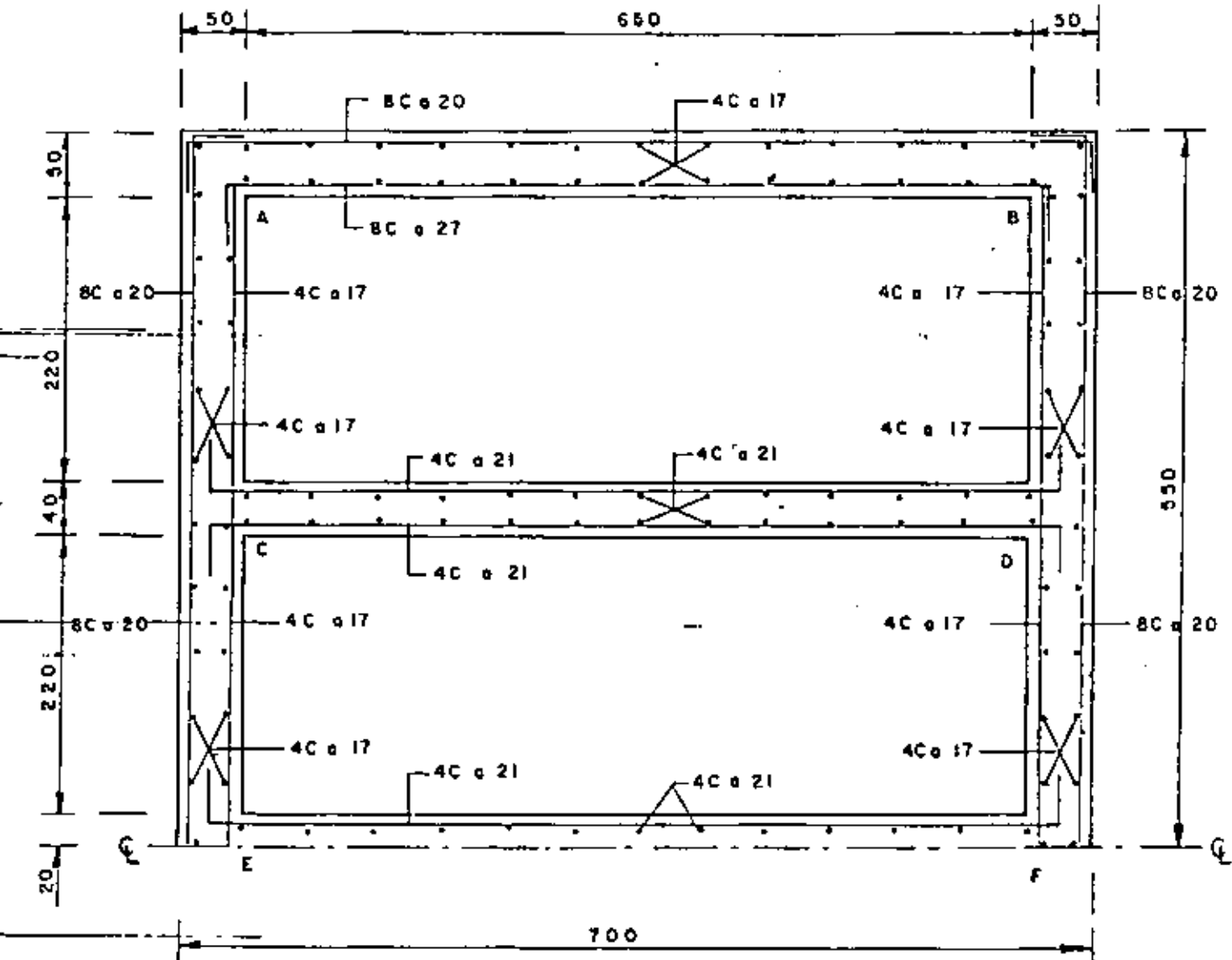


Fig. 38

#### 4.8.- ANALISIS DE LA ZONA II

(De la elev. 111.08 a la elev. 112.30.- 1.22 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (9.27 + 0.61) = 4521 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (10.49 + 0.61) = 5079 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{4521 + 5079}{2} = 4800 \text{ Kg/m}^2$$

##### 4.8.1.- Planta.- Dimensiones a los ejes.-

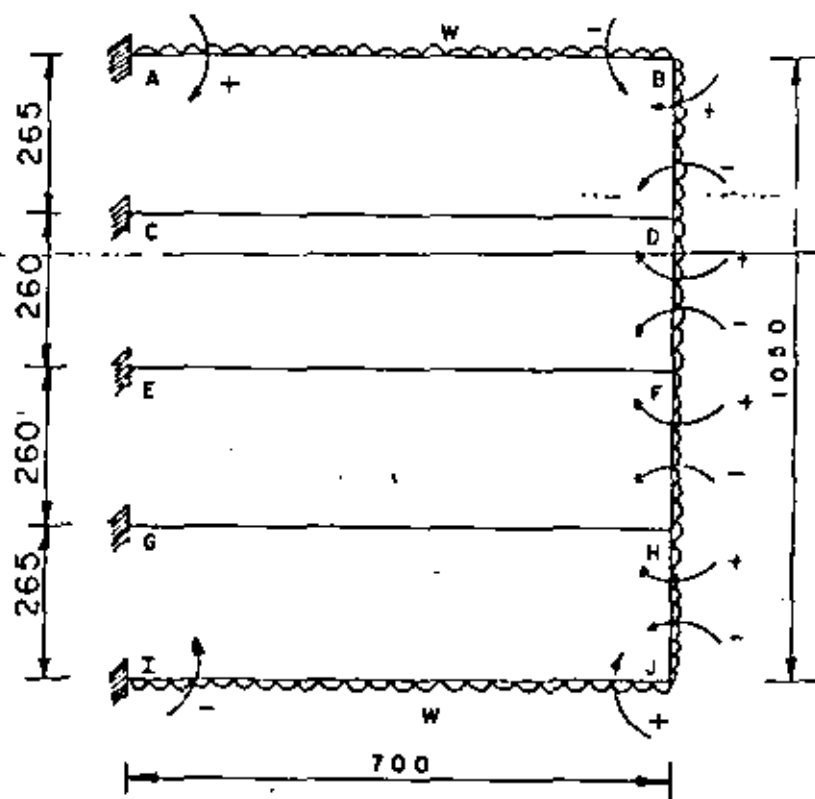


Fig. 39

## 4.8.2.- Momentos de empotramiento.-

Momentos AB, BA, IJ y JI.-

$$M_{AB} = \frac{4800 \times 7.00^2}{12} = 19600 \text{ Kg-m}$$

Momentos BD, DB, JH y HJ.-

$$M_{BD} = \frac{4800 \times 2.65^2}{12} = 2809 \text{ Kg-m}$$

Momentos DF, FD, HF y FH

$$M_{DF} = \frac{4800 \times 2.60^2}{12} = 2704 \text{ Kg-m}$$

Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M = 0$$

NUDO	A	B		C	F			G	H		
	AB	BA	BD	CD	FD	FE	PH	GH	HF	HG	HJ
F.D	0	0.275	0.725	0	0.457	0.086	0.457	0	0.481	0.047	0.472
M.E.	+19600	-19600	+2809	0	-2704	0	+2704	0	-2704	0	+2809
Ø <sub>1</sub>	0	+4618	+12173	0	0	0	0	0	-50	-5	-50
T <sub>1</sub>	+3309	0	+25	+3	+25	0	-25	-3	0	0	-6087
Ø <sub>2</sub>	0	-7	-18	0	0	0	0	0	+2928	+286	+2873
T <sub>2</sub>	-4	0	-1437	-143	-1464	0	+1464	+143	0	0	+9
Ø <sub>3</sub>	0	+395	+1042	0	0	0	0	0	-4	-1	-4
T <sub>3</sub>	+198	0	+2	0	+2	0	-2	0	0	0	-521
Ø <sub>4</sub>	0	-0	-2	0	0	0	0	0	+251	+24	+246
T <sub>4</sub>	0	0	-123	-12	-126	0	+126	+12	0	0	+1
Ø <sub>5</sub>	0	+34	+89	0	0	0	0	0	-1	-0	-0
T <sub>5</sub>	-17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-45
Ø <sub>6</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0	+22	+2	+21
T <sub>6</sub>	0	0	-11	-1	-11	0	+11	+1	0	0	0
Ø <sub>7</sub>	0	+3	+8	0	0	0	0	0	0	0	0
T <sub>7</sub>	+2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4
Ø <sub>8</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0	+2	+0	+2
T <sub>8</sub>											
Ø <sub>9</sub>											
M	+22122	-14557	+14557	-153	-4278	0	+4278	+153	+444	+306	-750

TABLA IV

45



## 4.8.4.- Cortantes y momentos positivos.

Barras AB e IJ

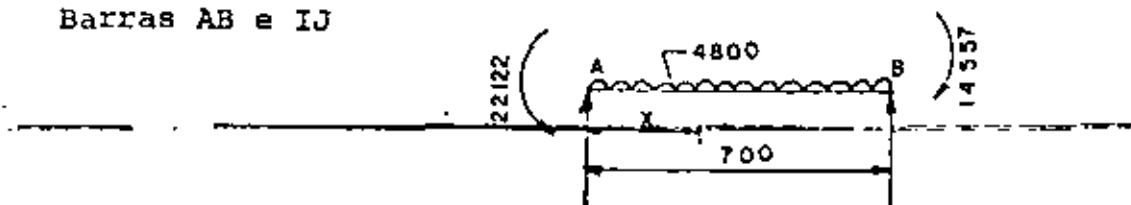


Fig. 40

$$V_{\text{isost}} = \frac{4800 \times 7.00}{2} = 16\,800 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{22122 - 14557}{7.00} = 1080.71 \text{ Kg}$$

$$V_{AB} = 16800 + 1080.71 = 17880.71 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 16800 - 1080.71 = 15719.29 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{17880.71}{4800} = 3.7251$$

$$M(+)= 17880.71 \times 3.7251 - \frac{4800 \times 3.7251^2}{2} - 22122 =$$

$$M(+)= 11\,182.14 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para momento nulo:

$$X_{\text{izq}} = \frac{2 \times 17880.71}{4800} - \sqrt{\left(\frac{2 \times 17880.71}{4800}\right)^2 - \frac{8 \times 22122}{4800}}$$

$$x_{izq} = 1.5666 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[ \frac{2 \times 15719.29}{4800} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 15719.29}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 14557}{4800}} \right] \sqrt{0}$$

$$x_{der} = 1.1163 \text{ m}$$

BARRAS BD y JN

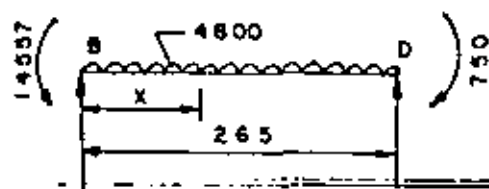


Fig. 41

$$Visost = \frac{4800 \times 2.65}{2} = 6360 \text{ Kg}$$

$$V_{hiper} = \frac{14557 - 750}{2.65} = 5210.19 \text{ Kg}$$

$$V_{BD} = 6360 + 5210.19 = 11570.19 \text{ Kg.}$$

$$V_{DB} = 6360 - 5210.19 = 1149.81 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{11570.19}{4800} = 2.4105 \text{ m}$$

$$M(+)= 11570.19 \times 2.4105 - \frac{4800 \times 2.4105^2}{2} - 14557$$

$$M(+)= - 612.28 \text{ Kg-m} \quad (\text{No hay momento positivo})$$

BARRAS DF y HF.-

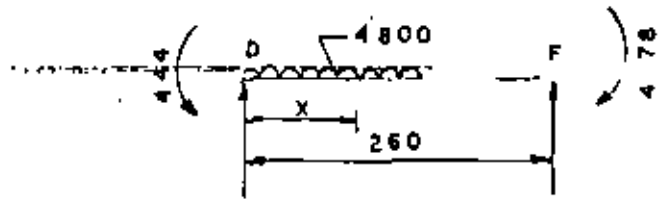


Fig. 42

$$V_{\text{isost}} = \frac{4800 \times 2.60}{2} = 6240 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{4278 - 444}{2.60} = 1474.62 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{DF}} = 6240 - 1474.62 = 4765.38 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{FD}} = 6240 + 1474.62 = 7714.62 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo

$$X = \frac{4765.38}{4800} = 0.9928 \text{ m}$$

$$M(+)= 4765.38 \times 0.99 - \frac{4800 \times 0.99^2}{2} - 444$$

$$M(+)= 1921.50 \text{ Kg - m}$$

Para momento nulo:

$$X_{\text{izq}} = \left[ \frac{2 \times 4765.38}{4800} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 4765.38}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 444}{4800}} \right] 0.50$$

$$X_{\text{izq}} = 0.098 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[ \frac{2 \times 7714.62}{4800} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 7714.62}{4800} \right)^2 - \frac{8 \times 4278}{4800}} \right] \times 0.5$$

$$x_{der} = 0.7124 \text{ m}$$

#### 4.8.5.- DISEÑO

##### 4.8.5.1.- Barras exteriores de 7.00 m

$$M_{(-)} \text{ máx} = 22\ 122 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} \text{ máx} = 11\ 182 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 17\ 881 \text{ kg.}$$

Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{2\ 212\ 200}{12.69 \times 100}} = 40.20 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante

$$d_v = \frac{17881}{4.62 \times 100} = 38.70 \text{ cm.}$$

Se adopta  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 50 \text{ cm}$ .

Acero de refuerzo

$$A_s (-) = \frac{2\ 212\ 200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 27.31 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8c a cada 19 cm. ( $A_s = 26.68 \text{ cm}^2$ )

$$A_s (-) = \frac{1\ 118\ 200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 13.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6c a cada 20 cm ( $A_s = 14.25 \text{ cm}^2$ )

Revisión por cortante.-

$$\sqrt{f} = \frac{17881}{100 \times 45} = 3.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.97 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien.}$$

Revisión por adherencia.-

$$\dot{z}_0 = \frac{4 \times 26.68}{2.54} = 42.02 \text{ cm}$$

$$f_{\text{calc}} = \frac{17881}{42.02 \times 0.90 \times 45} = 10.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$10.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

4.8.5.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M(-) \text{ máx} = 14557 \text{ Kg-m}$$

$$M(+) \text{ máx} = 1922 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 11570 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{1\ 455\ 700}{13.69 \times 100}} = 32.61 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$dv = \frac{11570}{4.62 \times 100} = 25.04 \text{ cm}$$

Se adopta:  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 50 \text{ cm}$ .

Acero de refuerzo.-

$$A_s(-) = \frac{1\,455\,700}{2000 \times 0.90 \times 45} = 17.97 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 8C a cada 28 cm ( $A_s = 18.11 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(+) = \frac{192.200}{2000 \times 0.90 \times 45} = 2.37 \text{ cm}^2 < 7.5 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ( $A_s = 7.47 \text{ cm}^2$ )

$$A_{st} = 0.0015 \times 50 \times 100 = 715 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ( $A_s = 7.47 \text{ cm}^2$ )

Revisión por cortante.-

$$v_{\text{calc}} = \frac{11570}{100 \times 45} = 2.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.57 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

Revisión por adherencia.

$$\leq 0 \quad \frac{4 \times 18.11}{2.54} = 28.52 \text{ cm}$$

## 4.8.5.4.- CROQUIS DEL REFUERZO.

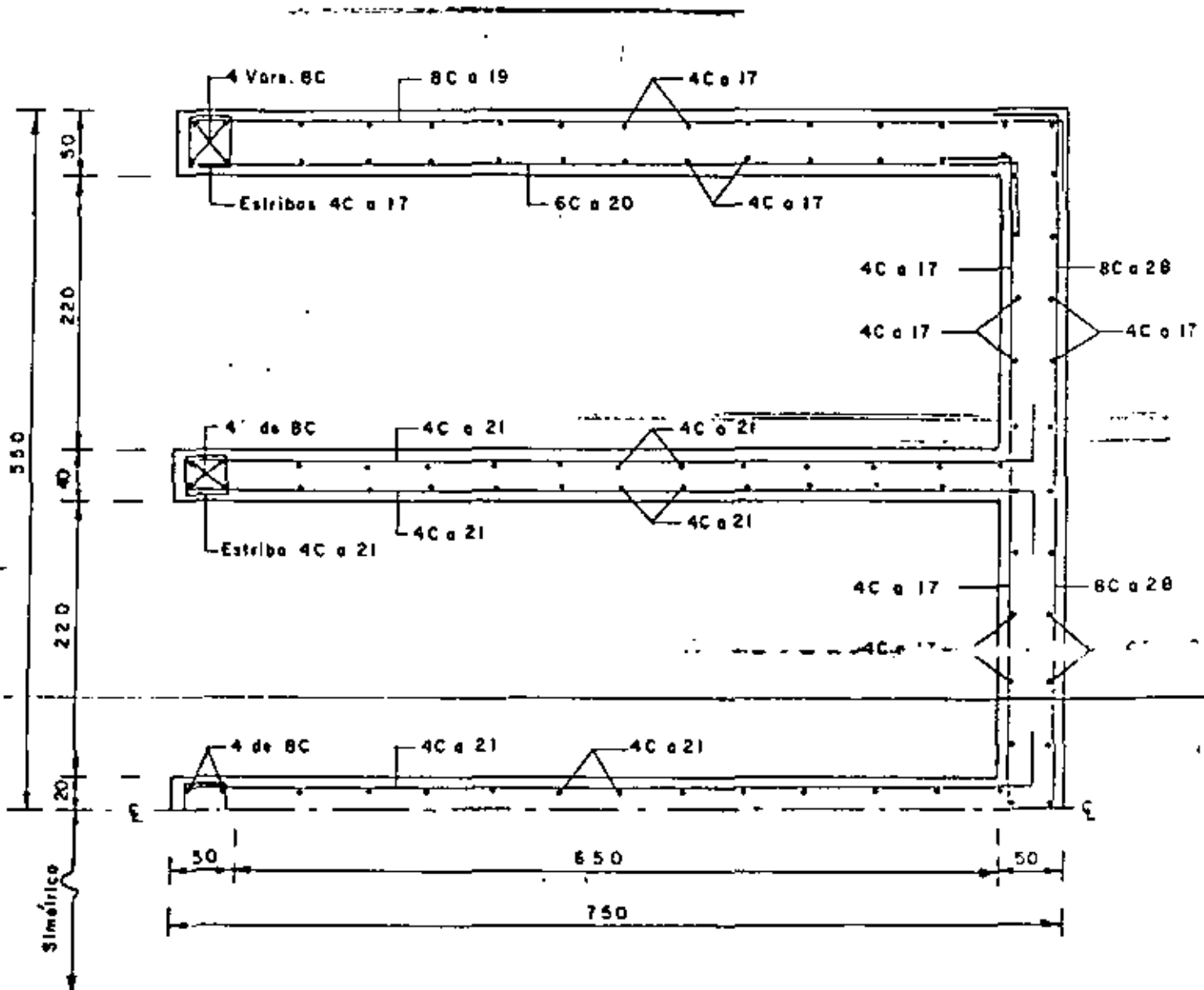


Fig. 43

4.9.- ANALISIS DE LA ZONA III.-

( De la elevación 112.30 a la elevación 115.21.- 2.91 m)

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (6.36 + 0.61) = 3189.47 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (9.27+0.61) = 4521.09 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = \frac{4521.09 + 3189.47}{2} = 3855 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{4800}{2 \times 2.91} = 825 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = W_1 + W = 3855 + 825 = 4680 \text{ Kg/m}^2$$

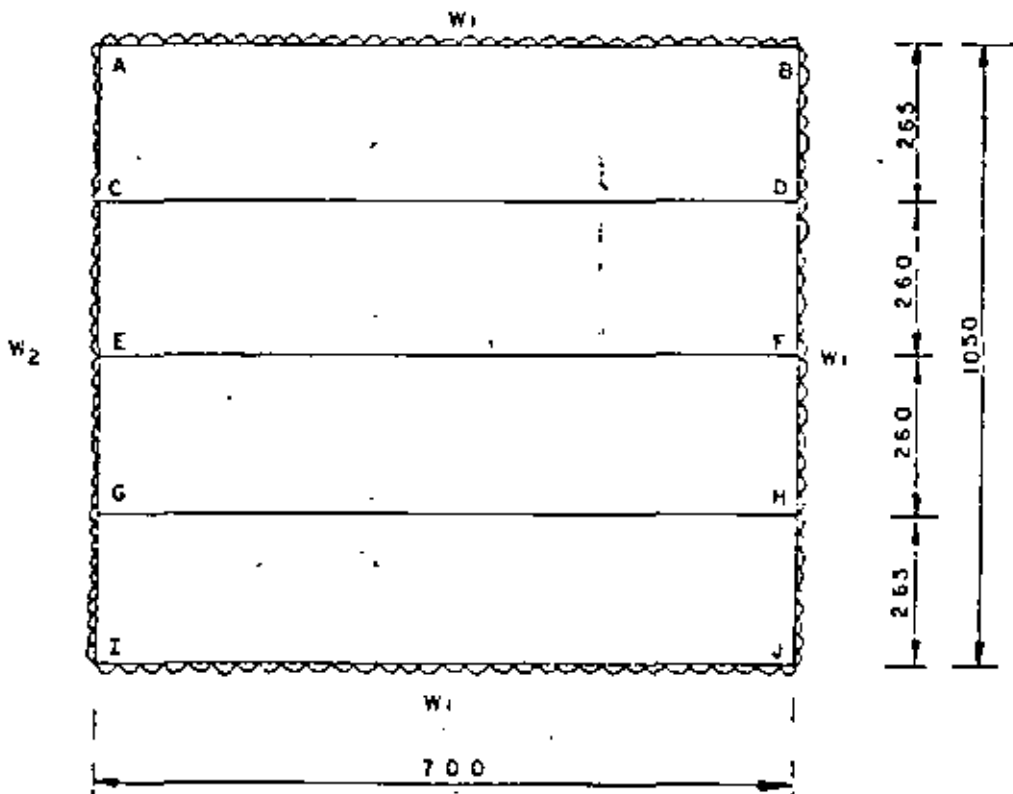


Fig. 44



## 4.9.1.- Momentos de empotramiento.

a).- Momentos AB, BA, IJ y JI

~~$$M_{AB} = \frac{3855 \times 7.00^2}{12} = 15741 \text{ Kg-m}$$~~

b).- Momentos AC, CA, GI e IG.

$$M_{AC} = \frac{4680 \times 2.65^2}{12} = 2739 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos BD, DB, HJ y JH

~~$$M_{BD} = \frac{3855 \times 2.65^2}{12} = 2256 \text{ Kg-m}$$~~

d).- Momentos CE, EC, EG y GE

$$M_{CE} = \frac{4680 \times 2.60^2}{12} = 2636 \text{ Kg-m}$$

e).- Momentos DF, FD, FH y HF

~~$$M_{DF} = \frac{3855 \times 2.60^2}{12} = 2172 \text{ Kg-m}$$~~

f).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M = 0$$

## 4.9.2.- Momentos finales.-

(Análisis por el método de Cross)

C		F			G			H		
CD	CE	FD	FE	FH	GE	GH	GI	HF	HG	HJ
.047	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
0	-2636	-2172	0	+2172	+2636	0	-2739	-2172	0	+2238
5	- 50	0	0	0	+ 50	+ 5	+ 49	- 40	- 4	- 40
2	0	+ 20	0	-20	0	- 2	+4713	0	+ 3	- 4899
221	+2266	0	0	0	-2266	-221	-2224	+2350	+230	+ 2306
115	0	-1175	0	+1175	0	+115	+663	0	-111	-642
37	+ 374	0	0	0	-374	- 37	-367	+362	+ 35	+355
18	0	-181	0	+ 181	0	+ 18	+491	0	- 19	-510
24	+ 245	0	0	0	-245	- 24	-240	+254	+ 25	+250
13	0	-127	0	+ 127	0	+ 13	+ 137	0	- 12	-133
	+ 72	0	0	0	- 72	- 7	- 71	+ 70	+ 7	+ 68
4	0	- 35	0	+ 35	0	+ 4	+ 62	0	- 4	-64
3	+ 32	0	0	0	- 32	- 3	- 12	+ 33	+ 3	+ 32
2	0	- 17	0	+ 17	0	+ 2	+ 22	0	- 2	- 21
1	+ 12	0	0	0	- 12	- 1	- 11	+ 11	+ 1	+ 11
0	0	- 6	0	+ 6	0	0	+ 9	0	0	- 9
0	+ 5	0	0	0	- 5	- 0	- 4	+ 5	+ 0	+ 4
0	0	- 3	0	+ 3	0	0	+ 4	0	0	- 4
0	+ 2	0	0	0	- 2	- 0	- 2	+ 2	+ 0	- 2
141	+322	-3696	0	+3696	-322	-141	+ 463	+ 875	+152	-1077

TABLA V

NUDO	A		B		C			F		
	AB	AC	BA	BD	CA	CD	CE	FD	FE	
F.D.	0.275	0.725	0.275	0.725	0.472	0.047	0.481	0.457	0.086	0.
M.E.	-15741	-2739	-15741	+2256	+2739	0	-2636	-2172	0	+2
Ø1	-3576	-9426	+3708	+9777	- 49	- 5	- 50	0	0	
T1	+1854	- 25	-1788	+ 20	-4713	+ 2	0	+ 20	- 0	-2
Ø2	- 503	-1326	+486	+1283	+2224	+221	+2266	0	0	
T2	+ 243	+1112	-252	-1153	- 663	-115	0	-1175	0	+1
Ø3	-373	- 982	+ 386	+1019	+ 367	+ 37	+ 374	0	0	
T3	+193	+ 184	- 187	- 178	- 491	- 18	0	-181	0	+
Ø4	-104	- 273	+ 100	+ 265	+ 240	+ 24	+ 245	0	0	
T4	+ 50	+ 120	- 52	- 125	- 137	- 13	0	-127	0	+
Ø5	- 47	- 123	+ 49	+ 128	+ 71	+ 7	+ 72	0	0	
T5	+ 25	+ 36	- 24	- 34	- 62	- 4	0	- 35	0	+
Ø6	- 17	- 44	+ 16	+ 42	+ 31	+ 3	+ 32	0	0	
T6	+ 8	+ 16	- 9	- 16	- 22	- 2	0	- 17	0	+
Ø7	- 7	- 17	+ 7	+ 18	+ 11	+ 1	+ 12	0	0	
T7	+ 4	+ 6	- 4	- 6	- 9	0	0	- 6	0	+
Ø8	- 3	- 7	+ 3	+ 7	+ 4	+ 0	+ 5	0	0	
T8	+ 2	+ 2	- 2	- 2	- 4	0	0	- 3	0	+
Ø9	- 1	- 3	+ 1	+ 3	+ 2	+ 0	+ 2	0	0	
$\Sigma$	-13489	-13489	-13489	-13489	-453	+ 142	0	0	0	-

TABLA V

## 4.9.3.- Cortantes y momentos positivos.-

Barras AB e IJ.-

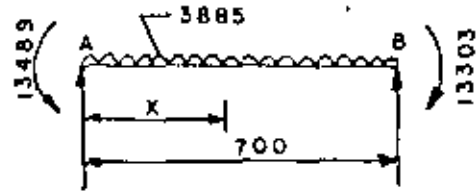


Fig. 45

$$V_{\text{sost}} = \frac{3855 \times 7.00}{2} = 13492.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{13489 - 13303}{7.00} = 26.57 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 13492.50 + 26.57 = 13\ 519.07 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 13492.50 - 26.57 = 13\ 465.93 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{13519.07}{3855} = 3.5069 \text{ m}$$

$$M(+)= 13519.07 \times 3.51 - \frac{3855 \times 3.51^2}{2} - 13489$$

$$M(+)= 10215.96 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$x_{\text{izq.}} = \left[ \frac{2 \times 13519.07}{3855} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 13519.07}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 13489}{3855}} \right] 0.50$$

$$X_{izq} = 1.2047 \text{ m}$$

$$X_{der} = \left[ \frac{2 \times 13489.93}{3855} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 13489.93}{3855} \right)^2 - \frac{6 \times 13303}{3855}} \right] \cdot 50$$

$$X_{der} = 1.1909 \text{ m}$$

Barras AC e IG.-

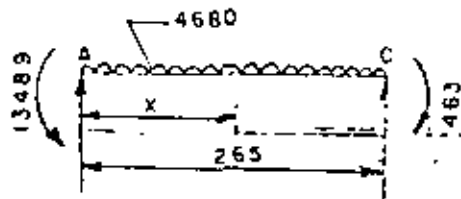


Fig. 46

$$V_{sost} = \frac{4680 \times 2.65}{2} = 6201 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{13489 - 463}{2.65} = 4915.47 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 6201 + 4915.47 = 11\ 116.47 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 6201 - 4915.47 = 1285.53 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo

$$x = \frac{11\ 116.47}{4680} = 2.3753 \text{ m}$$

$$M(+)= 11\ 116.47 \times 2.38 - \frac{4680 \times 2.38^2}{2} - 13489$$

$$M(+)= - 246.85 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras BD y JH

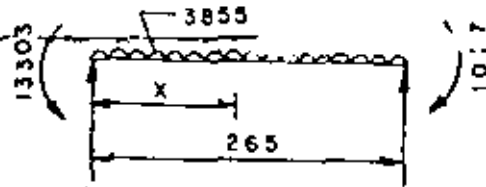


Fig. 47

$$V_{\text{isost}} = \frac{3855 \times 2.65}{2} = 5107.88 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{13303 - 1027}{2.65} = 4632.45 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{BD}} = 5107.88 + 4632.45 = 9740.33 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{DB}} = 5107.88 - 4632.45 = 475.43 \text{ Kg}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{9740.33}{3855} = 2.5267 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 9740.33 \times 2.53 - \frac{3855 \times 2.53^2}{2} - 13303$$

$$M_{(+)} = - 997.68 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras CE y GE

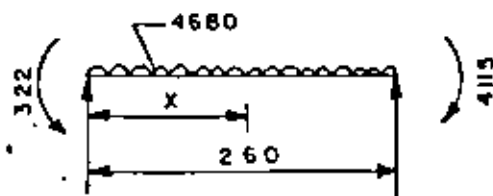


Fig. 48

$$V_{\text{isost}} = \frac{4680 \times 2.60}{2} = 6084 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{4115 - 322}{2.60} = 1458.85 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{CE}} = 6084 - 1458.85 = 4625.15 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{EC}} = 6084 + 1458.85 = 7542.85 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$X = \frac{4625.15}{4680} = 0.9883 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 4625.15 \times 0.99 - \frac{4680 \times 0.99^2}{2} - 322$$

$$M_{(+)} = 1963.47 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo:

$$X_{\text{izq}} = \left[ \frac{2 \times 4625.15}{4680} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 4625.15}{4680} \right)^2 - \frac{8 \times 322}{4680}} \right] \times 0.50$$

$$X_{\text{izq}} = 0.0723 \text{ m}$$

$$x_{der} = \left[ \frac{2 \times 7542.85}{4680} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 7542.85}{4680} \right)^2 - \frac{8 \times 4115}{4680}} \right] \times 0.50$$

$$x_{der} = 0.6957 \text{ m}$$

Barras DF y HF

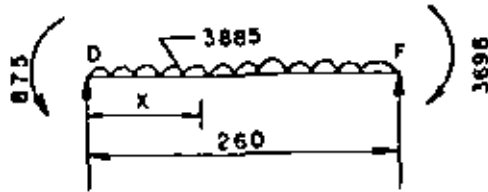


Fig. 49

$$V_{sost} = \frac{3855 \times 2.60}{2} = 5011.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{3696 - 875}{2.60} = 1085.00 \text{ Kg.}$$

$$V_{DF} = 5011.50 - 1085 = 3926.50 \text{ Kg.}$$

$$V_{FD} = 5011.50 + 1085 = 6096.50 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.

$$x = \frac{3926.50}{3855} = 1.0185 \text{ m.}$$

$$M(+)= 3926.50 \times 1.02 - \frac{3855 \times 1.02^2}{2} - 875$$



$$M_{(+)} = 1124.66 \text{ Kg-m.}$$

Para momento nulo:

$$X_{izq} = \left[ \frac{2 \times 3926.50}{3855} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 3926.50}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 875}{3855}} \right] \times 0.50$$

$$X_{izq} = 0.2547 \text{ m}$$

$$X_{der} = \left[ \frac{2 \times 6096.50}{3855} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 6096.50}{3855} \right)^2 - \frac{8 \times 3696}{3855}} \right] \times 0.50$$

$$X_{der} = 0.8176 \text{ m}$$

#### 4.9.4.- DISEÑO.-

##### 4.9.4.1.- Barras exteriores de 7.00 m.

$$M_{(-)m\acute{a}x} = 13489 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)m\acute{a}x} = 10216 \text{ Kg-m.}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 13519 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento.-

$$d_m = \sqrt{\frac{1348900}{13.69 \times 100}} = 31.39 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.-

$$dv = \frac{13519}{4.62 \times 100} = 29.26 \text{ cm}$$

Se adopta:  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 50 \text{ cm}$

Acero de refuerzo

$$As(-) = \frac{1348\ 900}{2000 \times 0.90 \times 45} = 16.65 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 17 cm ( $As = 16.76 \text{ cm}^2$ )

$$As(+) = \frac{1\ 021\ 600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 12.61 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 22 cm ( $As = 12.95 \text{ cm}^2$ )

$$Ast_{50} = 0.0015 \times 50 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 17 cm. ( $As = 7.48 \text{ cm}^2$ )

$$Ast_{40} = 0.0015 \times 40 \times 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 21 cm ( $As = 6.05 \text{ cm}^2$ )

Revisión por cortante:

$$\sqrt{c}_{\text{calc}} = \frac{13\,519}{100 \times 45} = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.00 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

Revisión por adherencia:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\leq 0 = \frac{4 \times 16.76}{1.905} = 35.19 \text{ cm.}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{13\,519}{35.19 \times 0.90 \times 45} = 9.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.49 \text{ Kg/cm}^2 < 19.09 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

4.9.4.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M_{(-)\text{máx}} = 13\,489 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 1963 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 11116 \text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo

$$A_s_{(-)} = \frac{1\,348\,900}{2000 \times 0.90 \times 45} = 16.65 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 17 cm (As = 16.76 cm<sup>2</sup>)

$$As(+)=\frac{196\ 300}{2000 \times 0.90 \times 45}=2.42\text{ cm}^2 < 7.5\text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por cortante

$$V_{\text{calc}}=\frac{11\ 116}{100 \times 45}=2.47\text{ Kg/cm}^2$$

$$2.47\text{ Kg/cm}^2 < 4.62\text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

Revisión por adherencia

$$\mu_{\text{perm}}=\frac{2.3\sqrt{250}}{1.905}=19.09\text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_0=\frac{4 \times 16.76}{1.905}=35.19\text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}}=\frac{11\ 116}{35.19 \times 0.90 \times 45}=7.80\text{ Kg/cm}^2$$

$$7.80\text{ Kg/cm}^2 < 19.09\text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{Bien}$$

4.9.4.3.- Croquis del refuerzo.

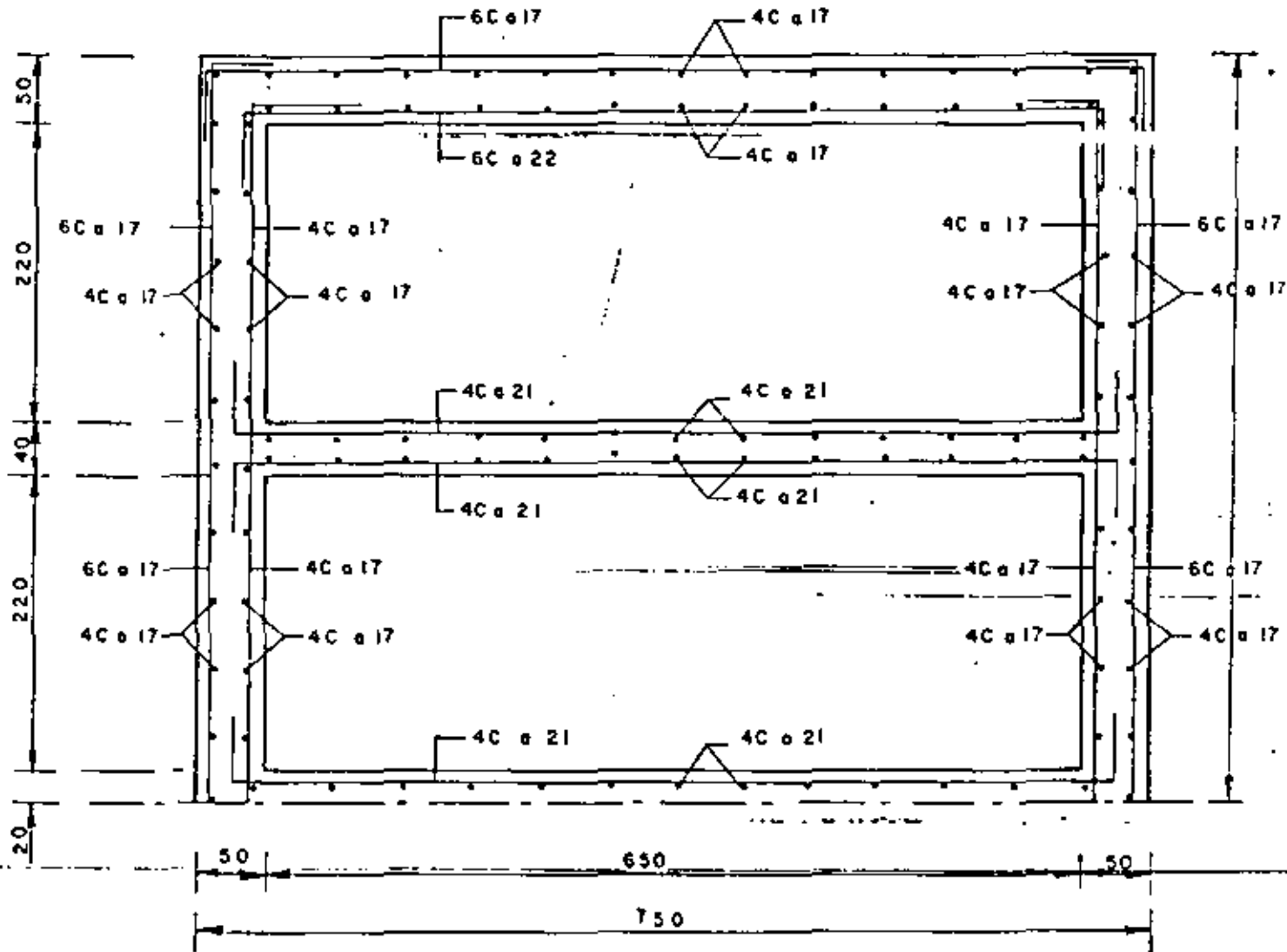


Fig. 50

#### 4.10.- ANALISIS DE LA ZONA IV.-

(De la elevación 115.21 a la elevación 121.57.- 6.36 m )

$$P_1 = 0.286 \times 1600 \times (0.00 + 0.61) = 279 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 1600 \times (6.36 + 0.61) = 3189 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \frac{279 + 3189}{2} = 1734 \text{ Kg/m}^2$$

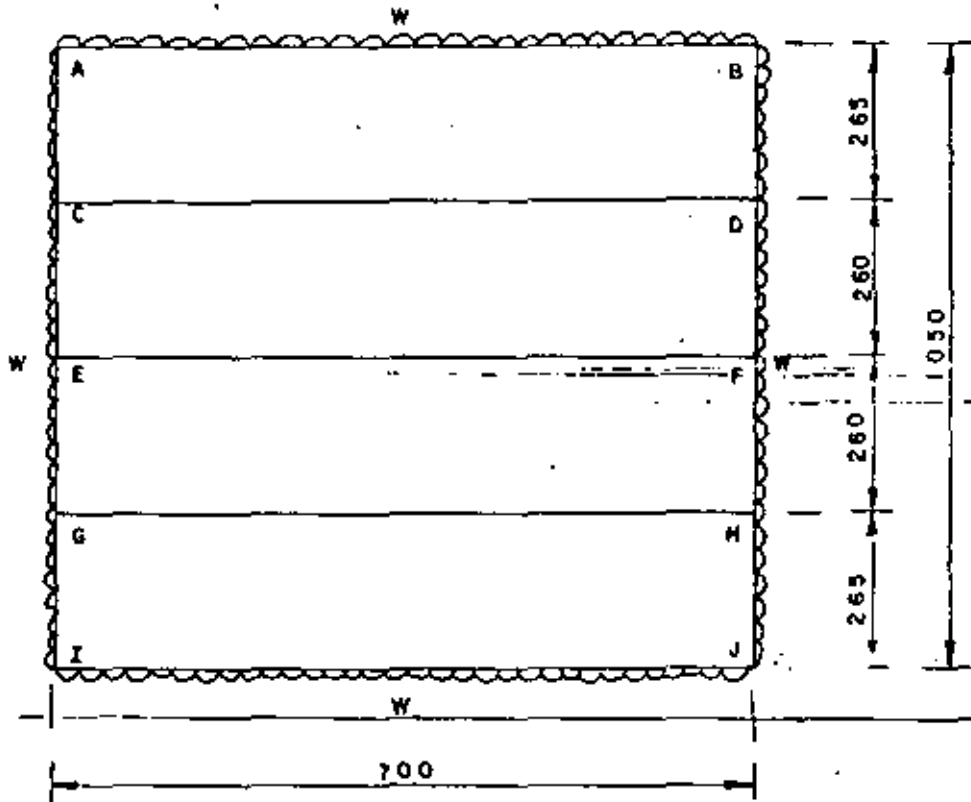


Fig. 51

4.10.1.- Momentos de empotramiento

a).- Momentos AB, BA, IJ y JI.

$$M_{AB} = \frac{1734 \times 7.00^2}{12} = 7081 \text{ Kg-m}$$

NUDO	A		B		C			F	
	AB	AC	BA	BD	CA	CD	CE	FD	FE
F.D.	0.275	0.725	0.275	0.725	0.472	0.047	0.481	0.457	0.036
M.E.	-7081	-1015	-7081	+1015	+1015	0	-977	-977	0
$\emptyset_1$	-1668	-4398	+1668	+4398	-18	-2	-18	0	0
T <sub>1</sub>	+834	-9	-834	+9	-2199	+1	0	+9	0
$\emptyset_2$	-227	-598	+227	+598	+1037	+103	+1058	0	0
T <sub>2</sub>	+114	+519	-114	-519	-299	-52	0	-529	0
$\emptyset_3$	-174	-459	+174	+459	+166	+16	+169	0	0
T <sub>3</sub>	+87	+83	-87	-83	-230	-8	0	-85	0
$\emptyset_4$	-47	-123	+47	+123	+112	+11	+115	0	0
T <sub>4</sub>	+24	+56	-24	-56	-62	-6	0	-58	0
$\emptyset_5$	-22	-58	+22	+58	+32	+3	+33	0	0
T <sub>5</sub>	+11	+16	-11	-16	-29	-2	0	-17	0
$\emptyset_6$	-7	-20	+7	+20	+15	+1	+15	0	0
T <sub>6</sub>	+4	+8	-4	-8	-10	0	0	-8	0
$\emptyset_7$	-3	-9	+3	+9	+5	+0	+5	0	0
T <sub>7</sub>	+2	+3	-2	-3	-5	0	0	-3	0
$\emptyset_8$	-1	-4	+1	+4	+2	+1	+2	0	0
T <sub>8</sub>									
$\emptyset_9$									
$\Sigma$	+6008	-6008	-6008	+6008	-468	+66	+402	-1668	0

TABLA VI

	F				G			H		
	CE	FD	FE	FH	GE	GH	GI	HF	HG	HS
47	0.481	0.457	0.086	0.457	0.481	0.047	0.472	0.481	0.047	0.472
	- 977	- 977	0	+ 977	+ 977	0	-1015	- 977	0	+1015
2	- 18	0	0	0	+ 18	+ 2	+ 18	- 18	- 2	- 18
1	0	+ 9	0	- 9	0	- 1	+2199	0	+ 1	-2199
03	+1058	0	0	0	-1058	- 103	-1037	+1058	+ 103	+1037
52	0	- 529	0	+ 529	0	+ 52	+ 299	0	- 52	-299
16	+ 169	0	0	0	-169	- 16	- 166	+ 169	+ 16	-166
8	0	- 85	0	+ 85	0	+ 8	+ 230	0	- 8	230
11	+ 115	0	0	0	-115	- 11	- 112	+ 115	+ 11	+112
6	0	- 58	0	+ 58	0	+ 6	+ 62	0	- 6	- 62
3	+ 33	0	0	0	- 33	- 3	- 32	+ 33	+ 3	+ 32
2	0	- 17	0	+ 17	0	+ 2	+ 29	0	- 2	29
1	+ 15	0	0	0	- 15	- 1	- 15	+ 15	+ 1	+ 15
0	0	- 8	0	+ 8	0	0	+ 10	0	0	- 10
0	+ 5	0	0	0	- 5	- 0	- 5	+ 5	+ 0	+ 5
0	0	- 3	0	+ 3	0	0	+ 5	0	0	- 5
1	+ 2	0	0	0	- 2	- 1	- 2	+ 2	+ 1	+ 2
6	+ 402	-1668	0	-1668	- 402	- 66	+ 468	+ 402	+ 66	- 468

TABLA VI



b).- Momentos AC, CA, EI, DE, ED, EG, GE, HF y FH

74

$$M_{AC} = \frac{1734 \times 2.65^2}{12} = 1015 \text{ Kg-m}$$

c).- Momentos CE, EC, DF, FD, EG, GE, FH y HF

$$M_{CE} = \frac{1734 \times 2.60^2}{12} = 977 \text{ Kg-m}$$

d).- Momentos CD, DC, EF, FE, GH y HG

$$M_1 = 0$$

4.10.3.- Cortantes y Momentos Positivos.

Barras AB e IJ

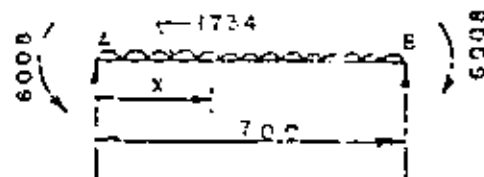


Fig. 52

$$V_{\text{isost}} = \frac{1734 \times 7}{2} = 6069 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hípar}} = 0$$

$$V_{AB} = 6069 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 6069 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo.-  $X = 3.50 \text{ m}$

$$M_{(+)} = 6069 \times 3.50 - \frac{1734 \times 3.50^2}{2} = 6008$$

$$M_{(+)} = 4612.75 \text{ Kg-m}$$

Para momento nulo.-  $X_{izq} = X_{der}$

$$x = \left[ \frac{2 \times 6069}{1734} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 6069}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 6008}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$x = 1.1934 \text{ m}$$

Barras AC, BD, GI y JH

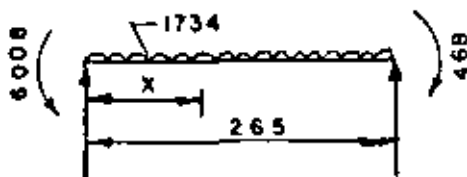


Fig. 53

$$V_{sost} = \frac{1734 \times 2.65}{2} = 2297.55 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{6008 - 468}{2.65} = 2090.57 \text{ Kg.}$$

$$V_{AC} = 2297.55 + 2090.57 = 4388.12 \text{ Kg.}$$

$$V_{CA} = 2297.55 - 2090.57 = 206.98 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{4388.12}{1734} = 2.5306 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 4388.12 \times 2.53 - \frac{1734 \times 2.53^2}{2} - 6008$$

$$M_{(+)} = -455.64 \text{ Kg-m (No hay momento positivo)}$$

Barras CE, DF, EG y FH

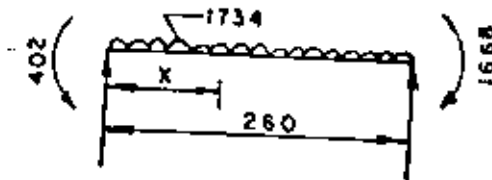


Fig. 54

$$V_{\text{isost}} = \frac{1734 \times 2.60}{2} = 2254.20 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{1668 - 402}{2.60} = 486.92 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{CE}} = 2254.20 - 486.92 = 1767.28 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{EC}} = 2254.20 + 486.92 = 2741.12 \text{ Kg.}$$

Para momento máximo positivo:

$$x = \frac{1767.28}{1734} = 1.0192 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 1767.28 \times 1.02 - \frac{1734 \times 1.02^2}{2} - 402$$

$$M_{(+)} = 498.60 \text{ Kg-m}$$



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

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

PLANTA DE BOMBEO "EL JABONCILLO"  
CHICAYAN, VER.

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

3A. PARTE

Para momento nulo:

$$X_{izq} = \left[ \frac{2 \times 1767.28}{1734} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 1767.28}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 402}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$X_{izq} = 0.2608$$

$$X_{der} = \left[ \frac{2 \times 2741.12}{1734} - \sqrt{\left( \frac{2 \times 2741.12}{1734} \right)^2 - \frac{8 \times 1668}{1734}} \right] \times 0.50$$

$$X_{der} = 0.8225 \text{ m}$$

#### 4.10.4.- DISEÑO

##### 4.10.4.1.- Barras exteriores de 7.00 m.

$$M_{(-)\text{máx}} = 6008 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{máx}} = 4613 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 6069 \text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s (-) = \frac{600 \ 800}{2000 \times 0.90 \times 45} = 7.42 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ( $A_s = 7.47 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(+)=\frac{461\ 300}{2000\times 0.90\times 45}=5.70\text{ cm}^2 < 7.50\text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm (As = 7.47 cm<sup>2</sup>)

$$A_{s_t}=7.50\text{ cm}^2$$

Varillas 4C a cada 17 cm (As = 7.47 cm<sup>2</sup>)

4.10.4.2.- Barras exteriores de 2.65 y 2.60 m

$$M_{(-)\text{máx}}=6008\text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)\text{máx}}=499\text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}}=4388\text{ Kg.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s(-)=\frac{600\ 800}{2000\times 0.90\times 45}=7.42\text{ cm}^2 < 7.50\text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

$$A_s(+)=\frac{49\ 900}{2000\times 0.90\times 45}=0.62\text{ cm}^2 < 7.50\text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm

Revisión por cortante:

$$\tau_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{6069}{100 \times 45} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

Revisión por adherencia:

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_0 = \frac{4 \times 7.48}{1.27} = 23.56 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{6069}{23.56 \times 0.90 \times 45} = 6.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.36 \text{ Kg/cm}^2 < 28.63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

4.10.5.- CROQUIS DEL REFUERZO.

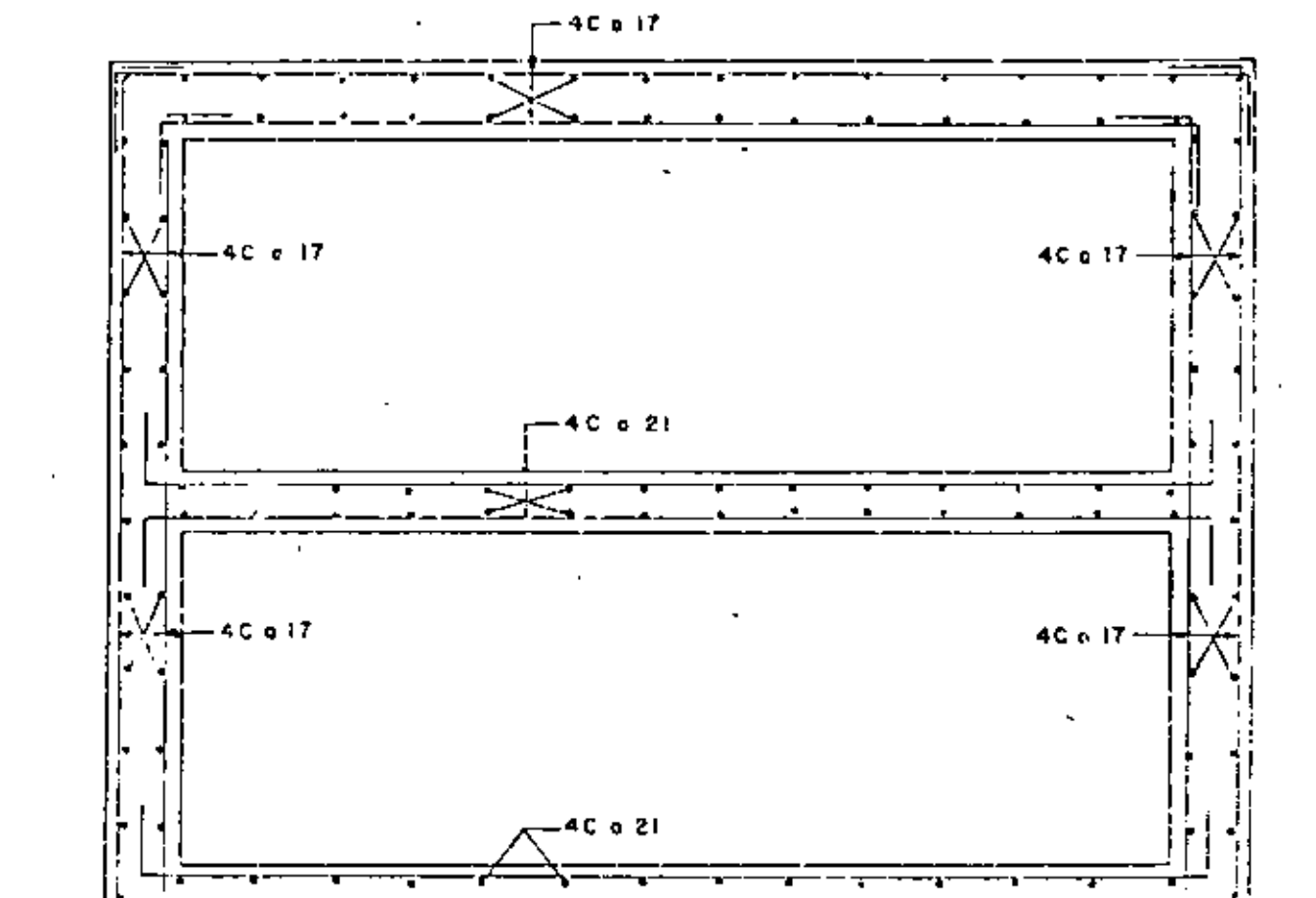


Fig. 55

4.11.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE CIMENTACION.-

Peso de la bomba + motor + columna de agua = 9000 Kg.



$$P_5 = 0.40 \times 0.40 \times 8.00 \times 2400 \times 10 = 30\,720 \text{ Kg.}$$

4.11.1.6.- Peso de la losa superior.

$$P_6 = (0.15 \times 2.20 \times 5.50 \times 2400) \times 4 = 17\,424 \text{ Kg.}$$

4.11.1.7.- Descansos.

$$P_7 = (0.80 \times 1.00 \times 0.10 \times 2400) \times 12 = 2\,304 \text{ Kg.}$$

4.11.1.8.- Cárcamos.

$$A = 8 \times 0.50 \times 2.20 + 2 \times 7.50 \times 0.50 + 3 \times 7.50 \times 0.40$$

$$A = 25.30 \text{ m}^2$$

$$V = 25.30 \times 13.40 = 339.02 \text{ m}^3$$

$$P_8 = 339.02 \times 2400 = 813\,648 \text{ Kg.}$$

4.11.1.9.- Peso del agua

$$A = 2.20 \times 6.50 \times 4 = 57.20 \text{ m}^2$$

$$P_9 = 57.20 \times 3.95 \times 1000 = 225\,940 \text{ Kg.}$$

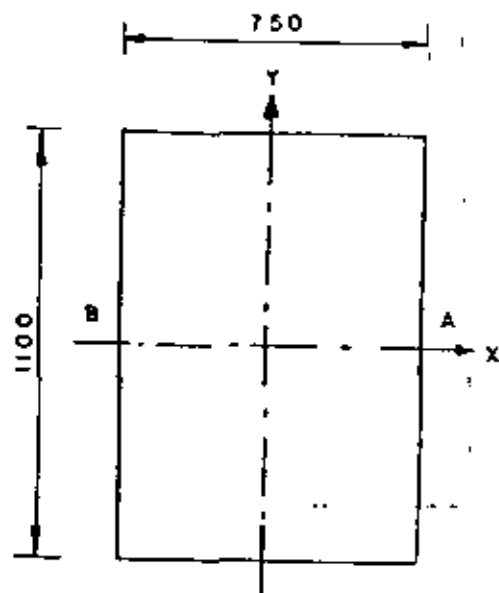


Fig. 56

CON- CEPTO	CARGA (Kg)	X (m)	Y (m)	M <sub>x</sub> (Kg-m)	M <sub>y</sub> (Kg-m)
P <sub>1</sub>	60 000	2.25	0	0	135 000
P <sub>2</sub>	82 500	0	0	0	0
P <sub>3</sub>	19 800	0	0	0	0
P <sub>4</sub>	48 720	0	0	0	0
P <sub>5</sub>	30 720	0	0	0	0
P <sub>6</sub>	17 424	0	0	0	0
P <sub>7</sub>	2 304	1.06	0	0	5 308
P <sub>8</sub>	813 648	0	0	0	0
P <sub>9</sub>	225 940	0	0	0	0
$\Sigma$	1'301 056				140 308

TABLA VII

#### 4.11.2.- Características geométricas de la sección.

$$I_x = \frac{750 \times 1100^3}{12} = 831\,875 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1100 \times 750^3}{12} = 386\,719 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$A = 1100 \times 750 = 8.25 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

#### 4.11.3.- Esfuerzos.-

$$f_A = \frac{13.01056}{8.25} + \frac{1.40308 \times 375}{386719}$$

$$f_A = 1.5807 + 0.0014 = 1.5828 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = 1.5807 - 0.0014 = 1.5793 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.11.4.- Esfuerzos netos.-

Para encontrar los esfuerzos netos en la losa de cimentación debemos restar a los esfuerzos obtenidos, los esfuerzos ocasionados por el peso del agua y su peso propio.

Como no se incluyó el peso propio de la losa de cimentación en los esfuerzos calculados únicamente restaremos el peso del agua para obtener los esfuerzos netos ya citados.

$$f_A = 1.5828 - 0.3950 = 1.1878 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = 1.593 - 0.3950 = 1.1843 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.11.5.- Cálculo estructural de la losa de cimentación.

$$a = 2.65 \text{ m (claro corto)}$$

$$b = 7.00 \text{ m (claro largo)}$$

$$m = \frac{a}{b} = \frac{2.65}{7.00} = 0.38 < 0.5$$

Como la relación del claro corto al claro largo ( $m$ ) es menor que 0.5 la losa se calculará en un solo sentido, siendo éste el sentido corto, como si fuera una trabe de 100 cm de ancho.

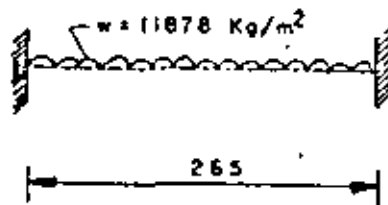


Fig. 5 7

$$M_{(-)} = \frac{11878 \times 2.65^2}{12} = 6951 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} = 3476 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{695100}{13.69 \times 100}} = 22.53 \text{ cm.}$$

Se adopta :  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $e = 50 \text{ cm}$

$$A_s(-) = \frac{695\,100}{2000 \times 0.90 \times 45} = 8.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 5C a cada 17 cm. ( $A_s = 11.65 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(+) = \frac{347\,600}{2000 \times 0.90 \times 45} = 4.29 \text{ cm}^2 < 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a 17 cm. ( $A_s = 7.48 \text{ cm}^2$ )

$$A_{s_t} = 7.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm.

Revisión por cortante.-

$$V_{\text{máx}} = \frac{11878 \times 2.65}{2} = 15\,738 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{\text{calc}} = \frac{15738}{100 \times 50} = 3.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.15 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien}$$

Revisión por adherencia:-

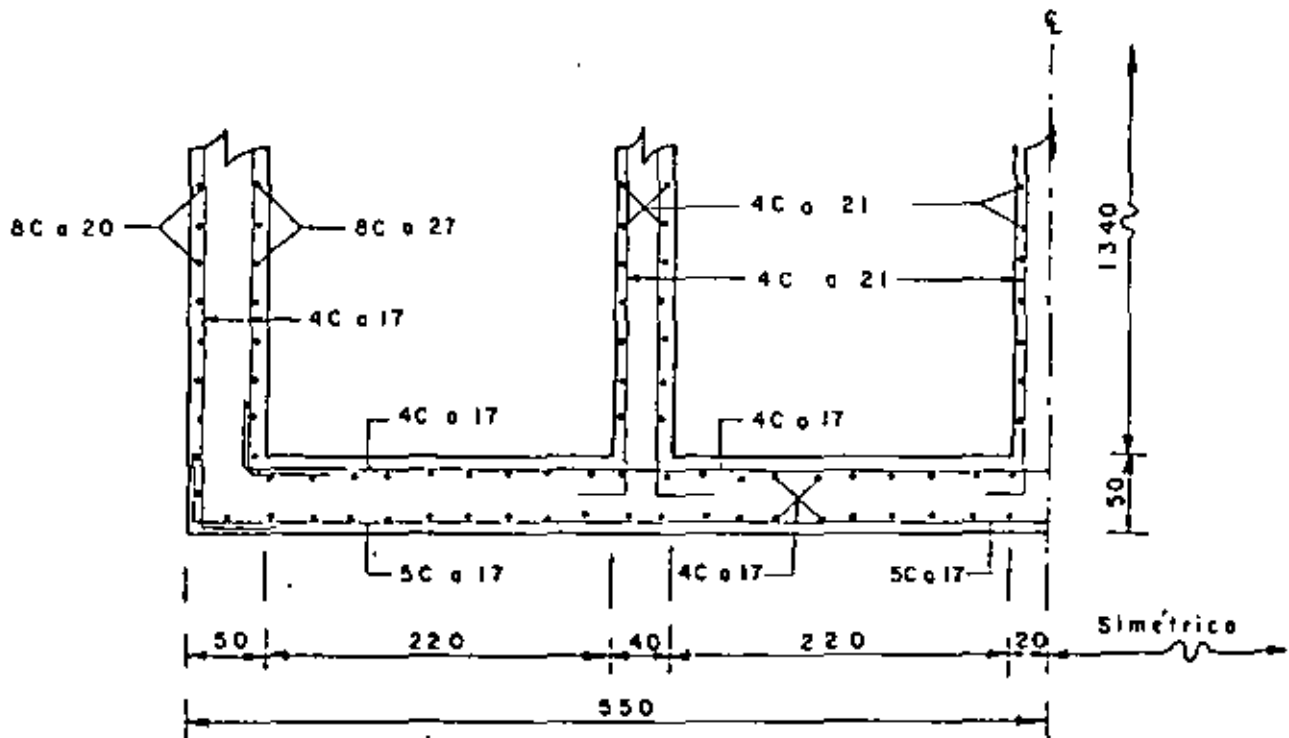
$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_0 = \frac{4 \times 11.65}{1.59} = 29.31 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{15\,738}{29.31 \times 0.90 \times 45} = 13.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.26 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{BIÉN}$

#### 4.11.6.- CROQUIS DEL REFUERZO.



MEDIA ELEVACION

Fig. 58

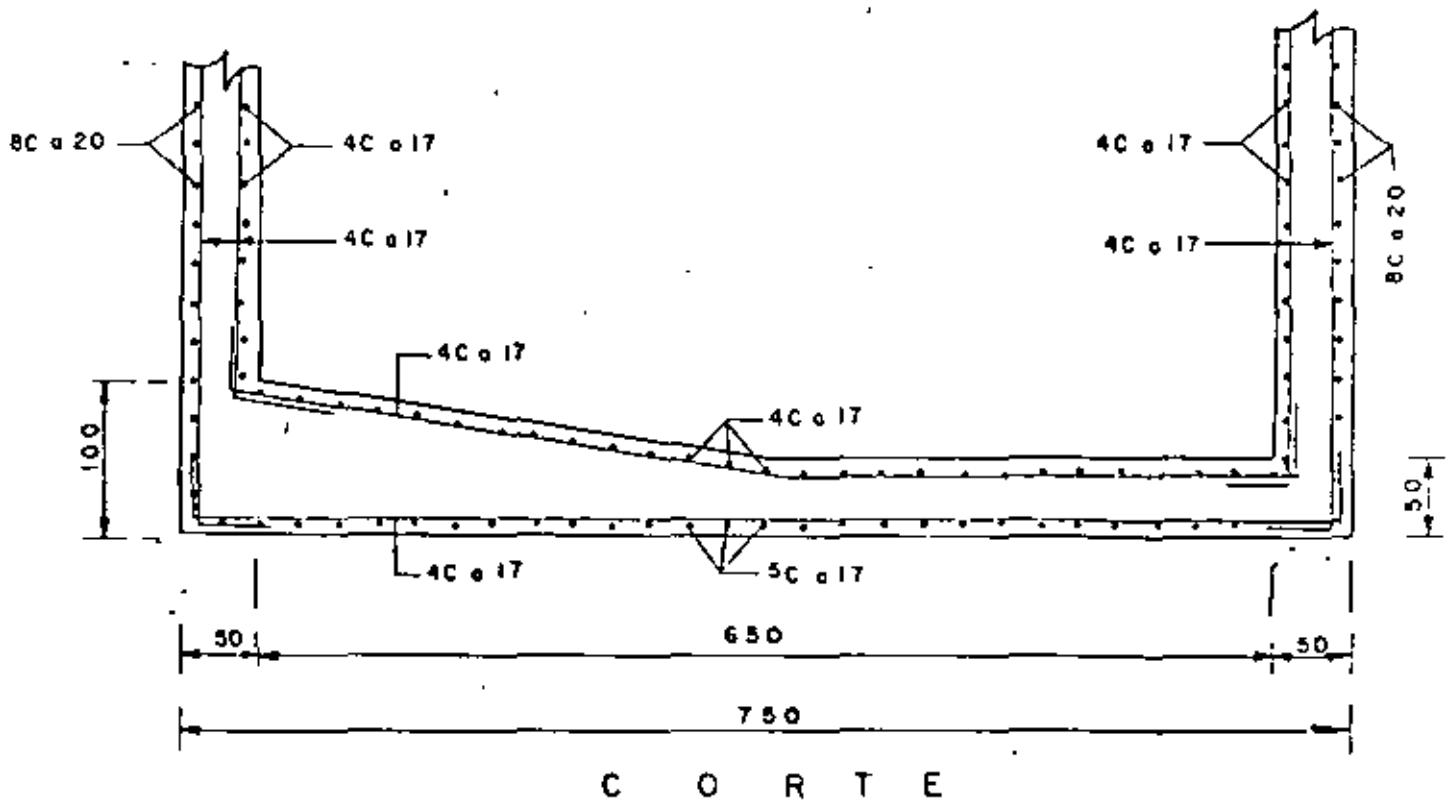


Fig. 59

#### 4.12.- REJILLAS

En el diseño consideraremos que el peso de cada rejilla esté dentro de los límites de manejo accesibles para que pueda ser movida por personal, sin necesidad de mecanismos.

La separación entre soleras será de 5 cm.

4.12.1.- Rejilla de 65 x 106.5 cm

$$\text{Núm. de soleras por metro} = \frac{100}{5} = 20 \text{ soleras.}$$

Carga viva considerada = 2000 Kg/m<sup>2</sup> \*

(\*).- podría apoyarse en ella equipo pesado.

Carga soportada por cada solera :

$$W = \frac{2000}{20} = 100 \text{ Kg/m}$$

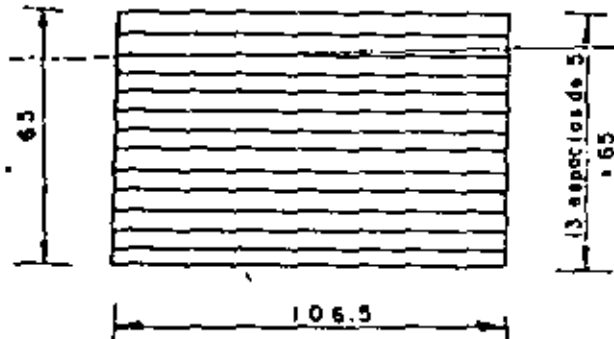


Fig. 60

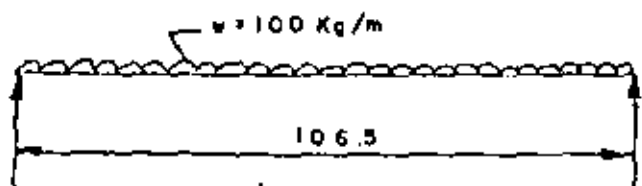


Fig. 61



$$V = \frac{WL}{2} = \frac{100 \times 1.065}{2} = 53.25 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{100 \times 1.065^2}{8} = 14.18 \text{ Kg-m}$$

Para acero tipo A-36

$$f_s = 0.60 f_y = 0.60 \times 2530 = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de sección : } S = \frac{M}{f_s} = \frac{1418}{1520} = 0.93 \text{ cm}^3$$

Se utilizarán soleras de 1 1/4" x 1/4" ( S = 1.067 cm<sup>3</sup> )

#### 4.12.2.- Soldadura

Espesor de la soldadura: 3/16" ( C = 430 Kg/cm )

Usar electrodos E 60 XX t = 3/16"

Marco : L 1 1/2" x 1/4"

Contramarco: L 1 3/4" x 1/4"

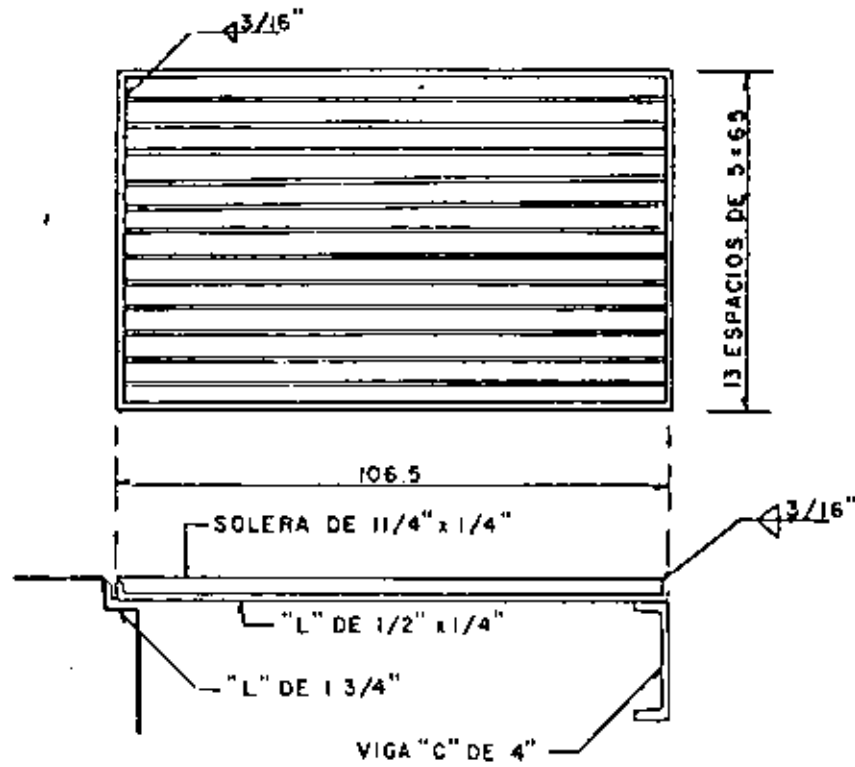


FIG. 62

Peso de la rejilla:

L 1 1/2" x 1/4" .- Long. = 3.43 m

$$W = 3.43 \times 3.48 = 11.94 \text{ Kg.}$$

Solera  $1 \frac{1}{4}'' \times 1/4''$  Long. = 12.72 m

$$W = 12.72 \times 1.58 = 20.10 \text{ Kg.}$$

Peso total = 32.04 Kg.

4.12.3.- Rejilla de 97.5 x 40 cm.

Se formará con los mismos perfiles de la rejilla anterior.

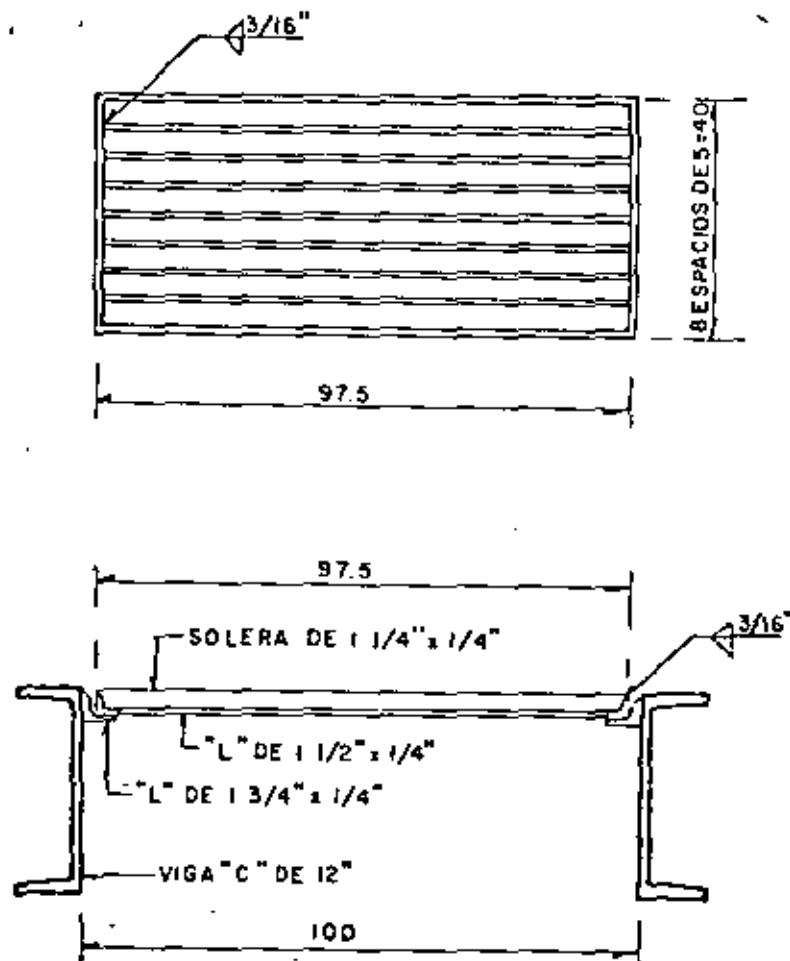


FIG. 63

Peso de la rejilla:

L 1 1/2" x 1/4" .- Long. = 2.75 m

$W = 2.75 \times 3.48 = 9.57 \text{ Kg.}$

Solera 1 1/4" x 1/4" .- Long. = 6.80 m

$W = 6.80 \times 1.58 = 10.74 \text{ Kg.}$

Peso total = 20.31 Kg.

4.12.4.- Rejilla de 75 x 74 cm

Se formará con los mismos perfiles que las anteriores.

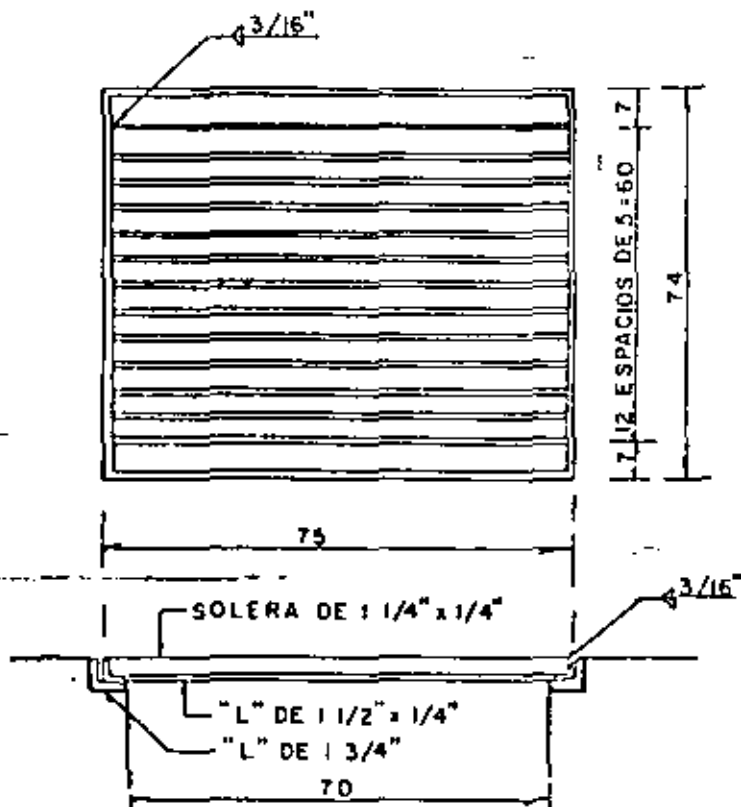


FIG. 64

Peso de la rejilla:

$$L \ 1 \ 1/2" \ x \ 1/4" \ .- \ Long. = 2.98 \ m$$

---

$$W = 2.98 \ x \ 3.48 = 10.37 \ Kg.$$

$$Solera \ 1 \ 1/4" \ x \ 1/4" \ .- \ Long. = 9.75 \ m$$

$$W = 9.75 \ x \ 1.58 = 15.41 \ Kg.$$

$$Peso \ total = 25.78 \ Kg.$$

---

## 9.- DISEÑO DE LAS MENSULAS PARA LA GRUA VIAJERA.

9.1.- Peso de la grúa viajera: 1000 Kg.

Capacidad de la grúa viajera: 5000 kg.

### 9.2.- Condiciones de carga.-

Suponiendo que el gancho de la grúa levanta la carga sobre la orilla, tendremos:

Reacción por peso propio 500 Kg.

Peso soportado por la grúa  $\frac{5000 \text{ Kg.}}$

$P = 5500 \text{ Kg.}$

### 9.3.- Carga de diseño.

(Carga de servicio x factor de carga)

$$V_d = \frac{4}{3} (1.5 \times 5500) = 11,000 \text{ Kg.}$$

### 9.4.- Cálculo del refuerzo.-

El esfuerzo cortante en el paño de la columna es:

$$\tau_r = \frac{V_d}{bd} = \frac{11,000}{30 \times 60} = 6.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el elemento solamente está sujeto a cargas verticales, la ecuación que debe emplearse para determinar el porcentaje de refuerzo es:

$$P_v = \frac{V_r - 1.70 \sqrt{f'c} \left(1 - 0.5 \frac{a}{d}\right)}{110 \sqrt{f'c} \left(1 - 0.5 \frac{a}{d}\right)}$$

$$P_v = \frac{4.58 - 1.70 \sqrt{250} (1 - 0.5 \times 0.333)}{110 \sqrt{250} (1 - 0.5 \times 0.333)}$$

$$P_v = 0.0123$$

Limitaciones del porcentaje de refuerzo

$$P_v \leq 0.20 \frac{f'c}{f_y} = \frac{0.20 \times 250}{4200} = 0.0119$$

Se adopta  $P_v = 0.0119$

Determinación del Area de acero

$$P_v = \frac{A_s + A_h}{bd} \quad \text{Donde } A_h = 0.50 A_s$$

$$\therefore A_s = \frac{P_v bd}{1.5} = \frac{0.0119 \times 30 \times 60}{1.5} = 14.28 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 varillas 8C ( $A_s = 15.21 \text{ cm}^2$ )

$$A_h = 0.50 \times 15.21 = 7.61 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 estribos 4C de dos ramas y deberán repartirse uniformemente en las dos terceras partes del peralte efecti-

vo, partiendo del paño superior.

$$(Ah = 3 \times 1.27 \times 2 = 7.62 \text{ cm}^2)$$

### 9.5.- Croquis del Refuerzo.-

Véase la figura siguiente.-

(fig. núm. 65 )

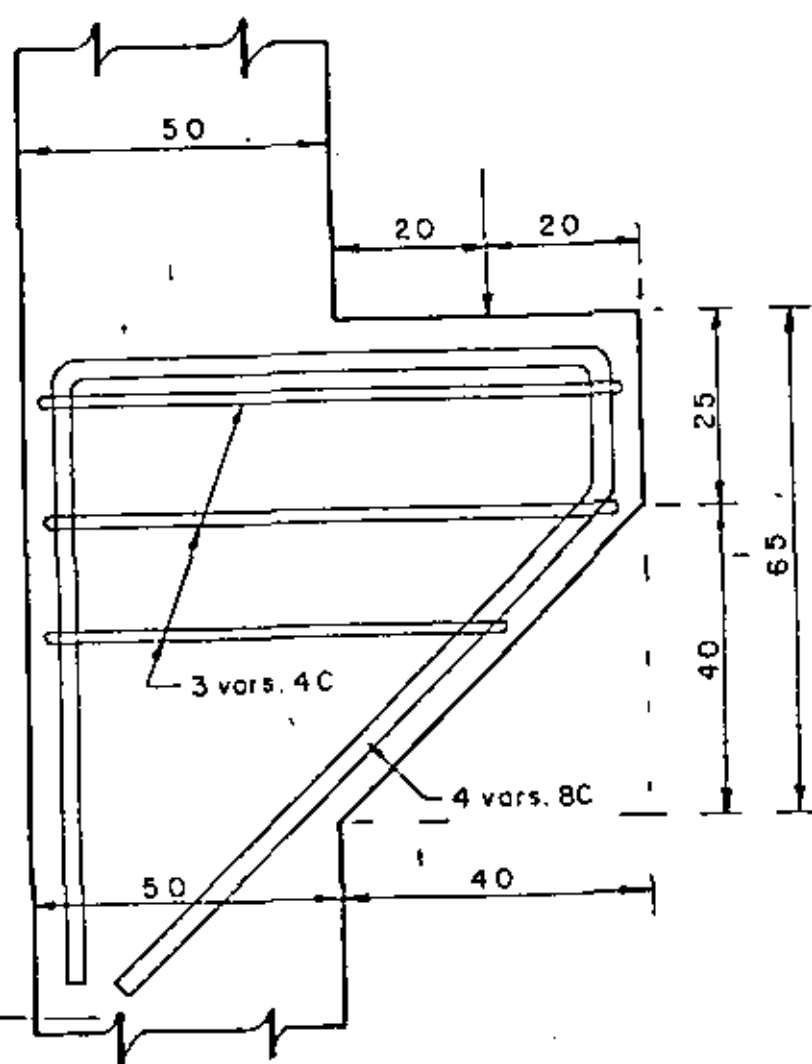


Fig. 65



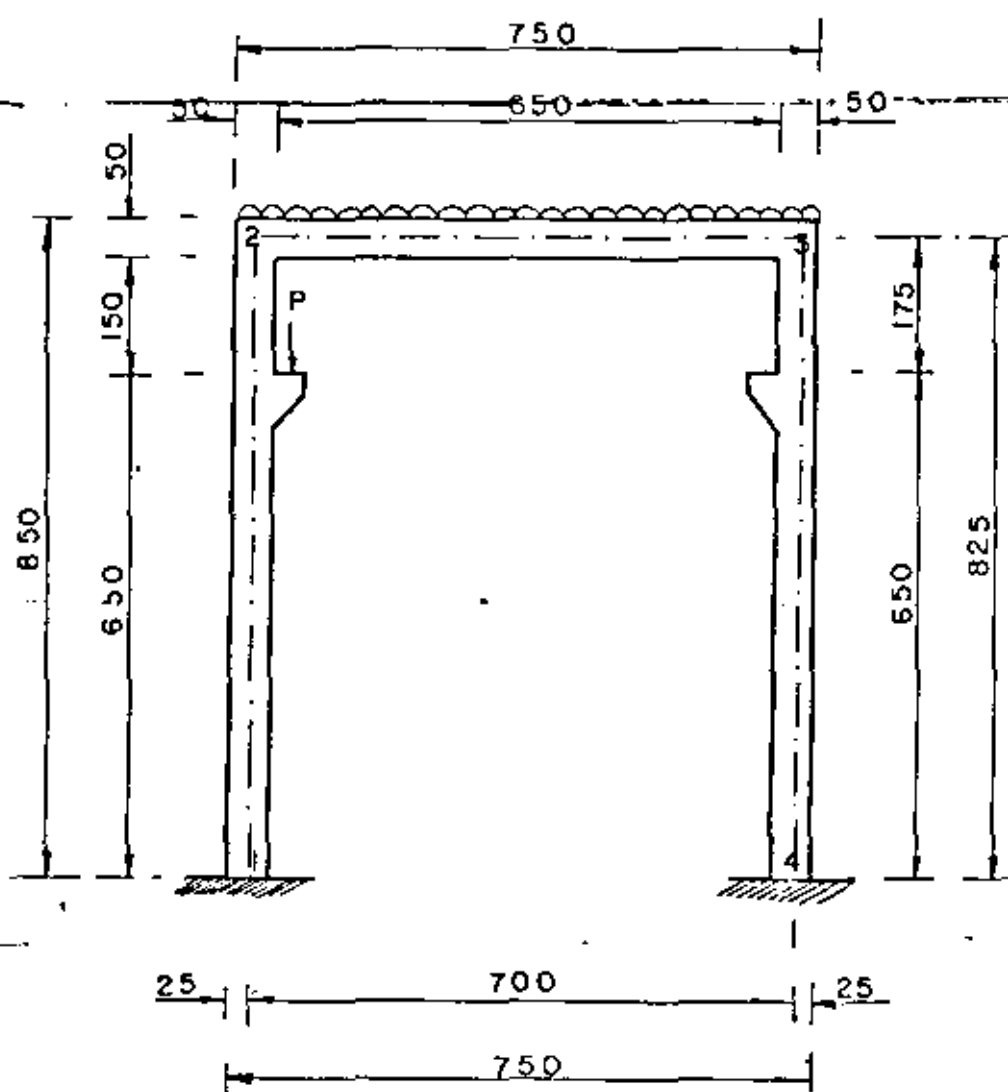


Fig. 66

10.1.- Cargas consideradas

$$\text{Carga muerta} = 2.60 \times 0.10 \times 2400 = 624 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = 2.60 \times 100 = 260 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = 0.30 \times 0.50 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1244 \text{ Kg/m}$$

$$W = \text{Carga total} = 1244 \times 7.00 = 8708 \text{ Kg.}$$

$P_1 = 5500 \text{ Kg}$  (caso más desfavorable, cuando la grúa está ---- en la orilla izquierda, trabajando a la capacidad especificada).

## 10.2.- Análisis del Marco.-

Analizaremos el marco de acuerdo a los ejemplos 3.3, página 54 y 3.18, página 66 del Tomo "Arcos y Pórticos" de Valerian-Leontovich, Cuarta edición de 1970.

Posteriormente superpondremos los efectos de cada caso, integrando así la solución final del marco en cuestión.

10.2.1.- Marco con carga vertical uniformemente repartida sobre la viga superior.

$$I_{1-2} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312\,500 \text{ cm}^4 = I_{2-3}$$

$$I_{1-2} = I_{2-3} = 0.003125 \text{ m}^4$$

$$\beta = \frac{I_{1-2}}{I_{2-3}} \frac{L}{h} = \frac{7.00}{8.25} = 0.8485$$

$$D = 2 \left( 1 + \frac{6}{\beta} \right) = 2 \left( 1 + \frac{6}{0.8485} \right) = 16.1429$$

$$F = 6 \left( 2 + \frac{1}{\beta} \right) = 6 \left( 2 + \frac{1}{0.8485} \right) = 19.0714$$

$$M_1 = M_4 = \frac{W L}{2 F} = \frac{8708 \times 7.00}{2 \times 19.0714} = 1598.10 \text{ Kg-m}$$

~~$$M_2 = M_3 = \frac{W L}{F} = \frac{8708 \times 7.00}{19.0714} = 3196.20 \text{ Kg-m}$$~~

En el sitio de la ménsula (  $Y_1 = 6.50 \text{ m}$  )

$$M_{y1} = M_2 \frac{Y_1}{h} + M_1 \left( 1 - \frac{Y_1}{h} \right)$$

$$M_{6.50} = - 3196.20 \frac{6.50}{8.25} + 1598.10 \left( 1 - \frac{6.50}{8.25} \right)$$

$$M_{6.50} = - 2179.23 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_4 = \frac{3 M_1}{h} = \frac{3 \times 1598.10}{8.25} = 581.13 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = V_4 = \frac{W}{2} = 4354 \text{ Kg.}$$

10.2.2.- Marco con carga vertical concentrada sobre la ménsula.

$$M = P V = 5500 \times 0.45 = 2475 \text{ Kg - m}$$

$$g = \frac{m}{h} = \frac{6.50}{8.25} = 0.7879$$

$$J = 2g - 3g^2 = 2 \times 0.79 - 3 \times 0.79^2 = - 0.2865$$

$$K = 1 - 2g + (1 + \rho)(J + 4g - 2)$$

$$K = 1 - 2 \times 0.79 + (1.8485)(-0.29 + 4 \times 0.79 - 2)$$

$$K = 1.0232$$

$$M_1 = \frac{M}{\rho} \left( \frac{3K}{F} - \frac{D\rho - 12g}{2D} \right)$$

$$M_1 = \frac{2475}{0.8485} \left( \frac{3 \times 1.0232}{190714} - \frac{16.1429 \times 0.8485 - 12 \times 0.7879}{2 \times 16.1429} \right)$$

$$M_1 = 86.19 \text{ Kg-m}$$

$$M_4 = \frac{M}{\rho} \left( \frac{3K}{F} + \frac{D\rho - 12g}{2D} \right)$$

$$M_4 = \frac{2475}{0.8485} \left( \frac{3 \times 1.0232}{19.0714} + \frac{16.1429 \times 0.8485 - 12 \times 0.7879}{2 \times 16.1429} \right)$$

$$M_4 = 852.78 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = - \frac{3M}{\rho} \left( \frac{J}{F} - \frac{2g}{D} \right)$$

$$M_2 = - \frac{3 \times 2475}{0.8485} \left( \frac{0.2865}{19.0714} - \frac{2 \times 0.7879}{16.1429} \right)$$

$$M_2 = + 985.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_3 = - \frac{3M}{\rho} \left( \frac{J}{F} + \frac{2g}{D} \right)$$

$$M_3 = -\frac{3 \times 2475}{0.8485} \left( \frac{-0.2865}{19.0714} + \frac{2 \times 0.7879}{16.1429} \right) = -722.75 \text{ Kg-m}$$

$$H_1 = H_4 = \frac{M}{h} \left[ -1/2 + \frac{3(J+K)}{\beta F} \right]$$

$$H_1 = H_4 = \frac{2475}{8.25} \left[ 0.5 + \frac{3(-0.2865 + 1.0232)}{0.8485 \times 19.0714} \right]$$

$$H_1 = H_4 = 190.97 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = \frac{12 \text{ MG}}{DL\beta} = \frac{12 \times 2475 \times 0.7879}{16.1429 \times 7.00 \times 0.8485} = 244.06 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = P - V_4 = 5500 - 244.06 = 5255.94 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } Y_1 = m = 6.50 \text{ m}$$

$$MT_1 = M_1 \frac{h}{h} - (M - M_2) \frac{M}{h}$$

$$MT_1 = \frac{86.19 \times 1.75}{8.25} - (2475 - 985.67) \frac{6.50}{8.25}$$

$$MT_1 = -1155.13 \text{ Kg - m}$$

$$MT_2 = (M + M_1) \frac{h}{h} + M_2 \frac{(M)}{h}$$

$$MT_2 = (2475 + 86.19) \frac{1.75}{8.25} + 985.67 \frac{6.50}{8.25}$$

$$MT_2 = 1319.87 \text{ Kg-m}$$

---

### 10.2.3.- RESUMEN.-

a).- En el punto 1:

$$M_1 = 1598.10 + 86.19 = 1684.29 \text{ Kg - m}$$

$$H_1 = 581.13 + 190.97 = 772.10 \text{ Kg.}$$

$$V_1 = 4354.00 + 5255.94 = 9609.94$$

b).- En el punto  $Y_1$  : ( a 6.50 m arriba del punto 1 )

$$MT_1 = - 2179.23 - 1155.13 = - 3334.36 \text{ Kg-m}$$

$$MT_2 = 0 + 1319.87 = 1319.87 \text{ Kg - m}$$

c).- En el punto 2 :

$$M_2 = - 3196.20 + 985.67 = - 2210.53 \text{ Kg - m}$$

d).- En el punto 3 :

$$M_3 = - 3196.20 - 722.75 = - 3918.95 \text{ Kg - m}$$

e).- En el punto 4 :

$$M_4 = 1598.10 + 852.78 = 2450.88 \text{ Kg - m}$$

---


$$H_4 = 581.13 + 190.97 = 772.10 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = 4354 + 244.06 = 4598.06 \text{ Kg.}$$

10.2.4.- DIAGRAMA DE MOMENTOS.-

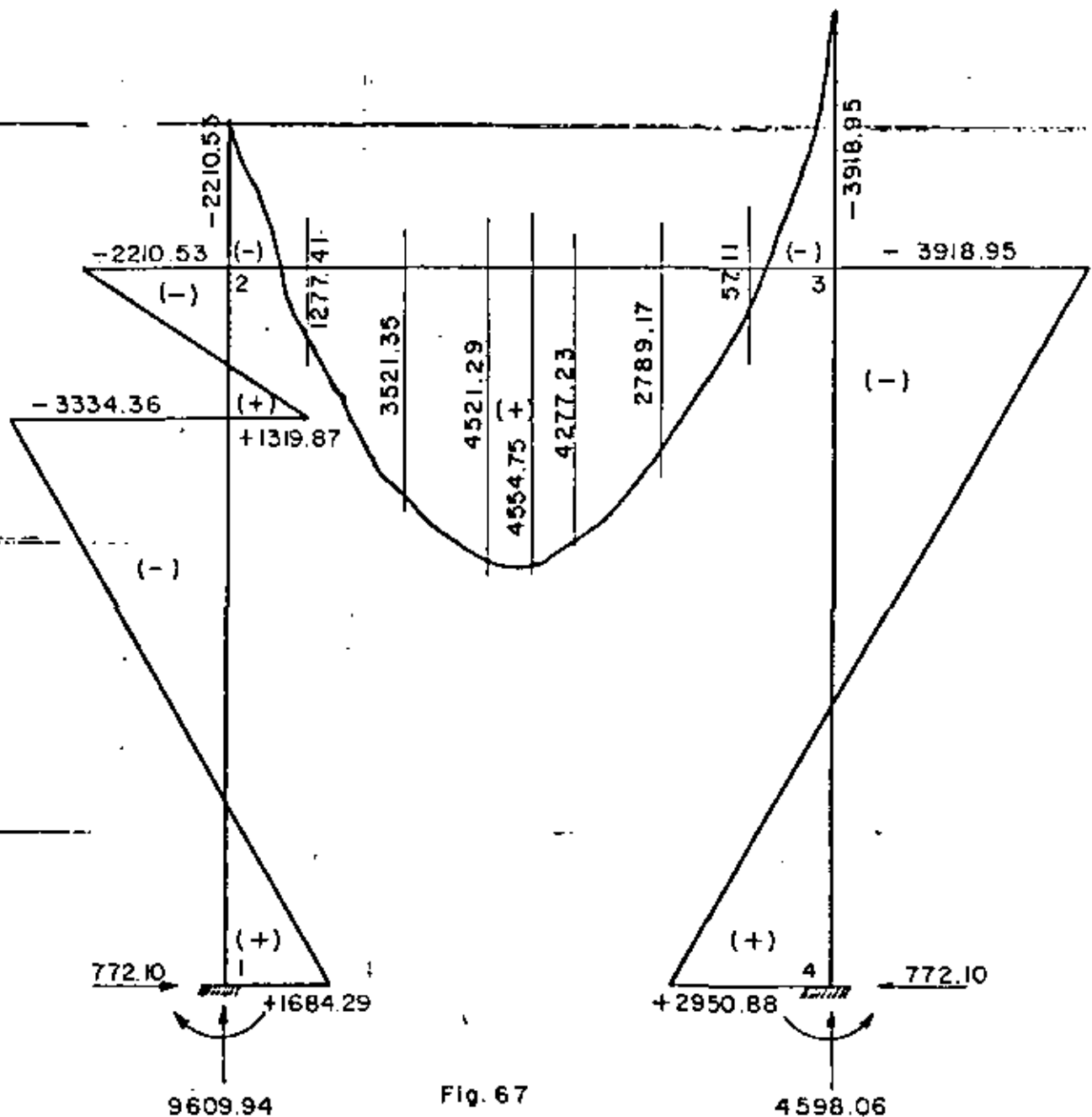


Fig. 67

10.2.5. Proporcionalamiento del acero de refuerzo.

Para diseño :



$$M_{(-)} = 3918.95 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)} = 4554.75 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 9609.94 \text{ Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{455475}{14.61 \times 30}} = 32.24 \text{ cm.}$$

Se adopta:  $d = 45 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $h = 50 \text{ cm}$ .

a).- Para la viga:

$$A_s (-) = \frac{391895}{2000 \times 0.90 \times 45} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas 5C corridas y un bastón 5C de 1.05 m de longitud proveniente de una varilla doblada del lecho inferior, en los extremos. ( $A_s = 5.94 \text{ cm}^2$ )

$$A_s (+) = \frac{455475}{2000 \times 0.90 \times 45} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 3 varillas 5C, dos corridas hasta los extremos y una doblada que servirá para absorber momento negativo.

Estribos.-  $V_r = 4.62 \times 30 \times 45 = 6237 \text{ Kg.}$

$$V_c = 9610 \text{ Kg.}$$

---


$$V_e = V_c - V_r = 9610 - 6237 = 3373 \text{ Kg.}$$

Utilizando estribos 3 C de 2 ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 2000 \times 0.90 \times 45}{3373} = 34.10 \text{ cm}$$

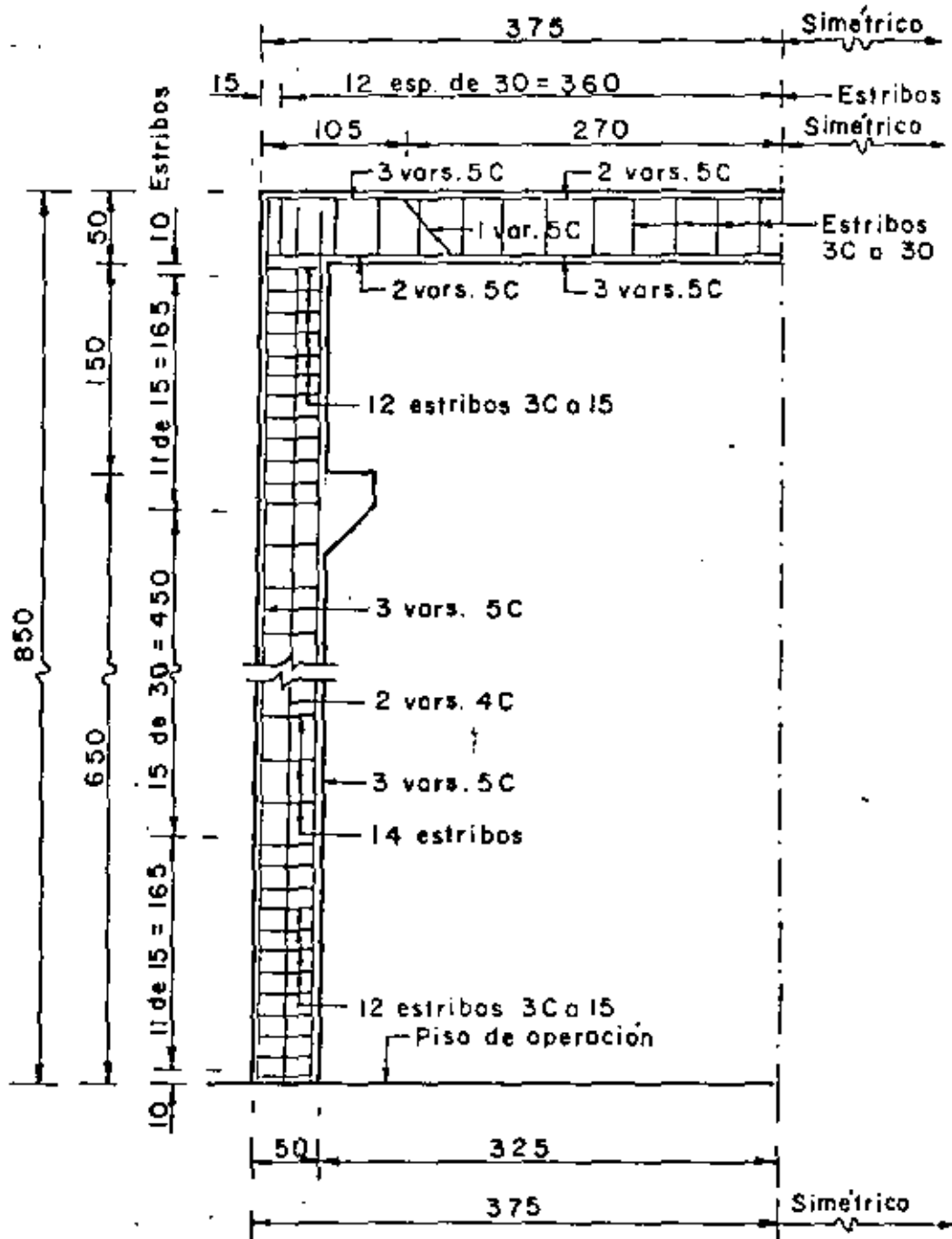
Se colocarán estribos 3C de dos ramas a cada 30 cm.

b).- Para las columnas:

$$A_s = \frac{455\ 475}{2000 \times 0.90 \times 45} = 5.62$$

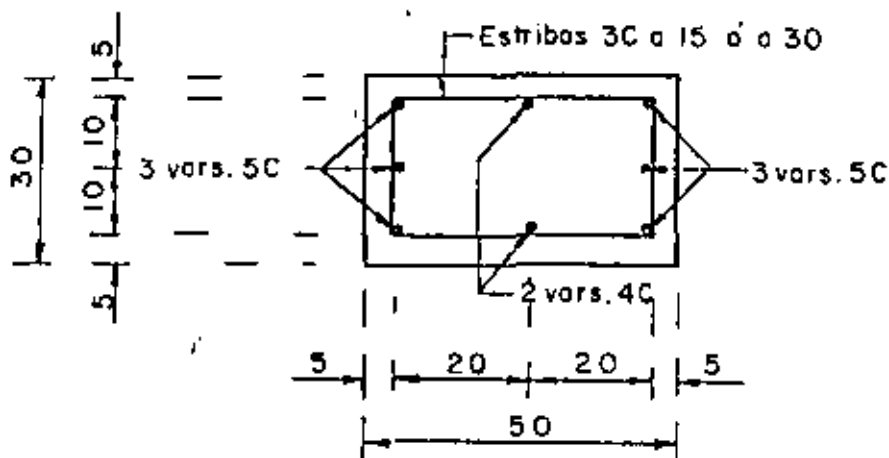
— Se colocarán 3 varillas 5C en cada cara corta de la columna, y estribos 3C de 2 ramas a cada 15 cm en la 5a. parte de sus extremos y a cada 30 en el resto de la columna.

## 10.2.6.- CROQUIS DEL REFUERZO.



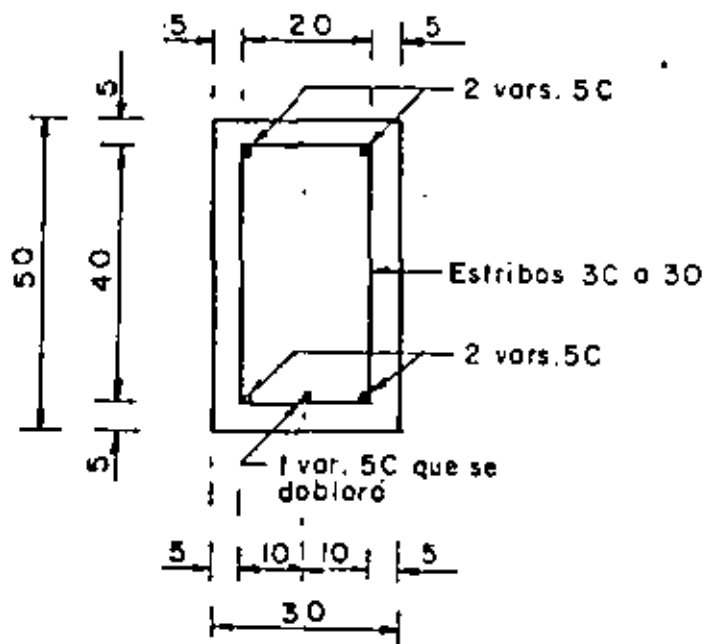
MEDIA ELEVACION

Fig. 68



COLUMNA.— CORTE

Fig. 69



VIGA.— CORTE

Fig. 70

# CUBICACIONES

## 1.- EXCAVACIONES

### 1.- CANAL DE LLENADA.-

$$\text{Est. } 0+000 \quad H = 13.60 - 12.29 - 1.30 = 0 \text{ m}$$

$$A_1 = (1.20 + 2 \times 1.30) 1.30 = 4.94 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+020 \quad H = 14.04 - 12.25 - 1.30 = 0.49 \text{ m}$$

$$A_2 = 4.94 + (14.40 + 16.36) 0.5 \times 0.49 = 12.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+040 \quad H = 14.72 - 12.21 - 1.30 = 1.21 \text{ m}$$

$$A_3 = 4.94 + (14.40 + 19.24) 0.5 \times 1.21 = 25.29 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+060 \quad H = 15.32 - 12.17 - 1.30 = 1.85 \text{ m}$$

$$A_4 = 4.94 + (14.40 + 21.80) 0.5 \times 1.85 = 38.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+080 \quad H = 15.77 - 12.13 - 1.30 = 2.34 \text{ m}$$

$$A_5 = 4.94 + (14.40 + 23.76) 0.5 \times 2.34 = 49.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+100 \quad H = 16.16 - 12.09 - 1.30 = 2.77 \text{ m}$$

$$A_6 = 4.94 + (14.40 + 25.48) 0.5 \times 2.77 = 60.17 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+120 \quad H = 16.62 - 12.05 - 1.30 = 3.27 \text{ m}$$

$$A_7 = 4.94 + (14.40 + 27.48) 0.5 \times 3.27 = 73.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+140 \quad H = 17.15 - 12.01 - 1.30 = 3.84 \text{ m}$$

$$A_8 = 4.94 + (14.40 + 29.76) 0.5 \times 3.84 = 89.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+160 \quad H = 17.61 - 11.97 - 1.30 = 4.34 \text{ m}$$

$$A_9 = 4.94 + (14.40 + 31.76) 0.5 \times 4.34 = 105.11 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 180 \text{ H} = 18.26 - 11.93 - 1.30 = 5.03 \text{ m}$$

$$A_{10} = 4.94 + (14.40 + 34.52) 0.5 \times 5.03 = 127.97 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 200 \text{ H} = 18.57 - 11.89 - 1.30 = 5.38 \text{ m}$$

$$A_{11} = 4.94 + (14.40 + 35.92) 0.5 \times 5.38 = 140.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 220 \text{ H} = 19.31 - 11.85 - 1.30 = 6.16 \text{ m}$$

$$A_{12} = 4.94 + (14.40 + 39.04) 0.5 \times 6.16 = 169.54 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 240 \text{ H} = 19.75 - 11.81 - 1.30 = 6.64 \text{ m}$$

$$A_{13} = 4.94 + (14.40 + 40.96) 0.5 \times 6.64 = 188.74 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 260 \text{ H} = 20.49 - 11.77 - 8.30 = 0.42 \text{ m}$$

$$A_{14} = 203.74 + (50.40 + 52.08) 0.5 \times 0.42 = 225.26 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 280 \text{ H} = 21.21 - 11.73 - 8.30 = 1.18 \text{ m}$$

$$A_{15} = 203.74 + (50.40 + 55.12) 0.5 \times 1.18 = 266.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 300 \text{ H} = 21.92 - 11.69 - 8.30 = 1.93 \text{ m}$$

$$A_{16} = 203.74 + (50.40 + 58.12) 0.5 \times 1.93 = 308.46 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 320 \text{ H} = 22.42 - 11.65 - 8.30 = 2.47 \text{ m}$$

$$A_{17} = 203.74 + (50.40 + 60.28) 0.5 \times 2.47 = 340.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 340 \text{ H} = 23.07 - 11.61 - 8.30 = 3.16 \text{ m}$$

$$A_{18} = 203.74 + (50.40 + 63.04) 0.5 \times 3.16 = 382.98 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 360 \text{ H} = 23.64 - 11.57 - 8.30 = 3.77 \text{ m}$$

$$A_{19} = 203.74 + (50.40 + 65.48) 0.5 \times 3.77 = 422.17 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 380 \text{ H} = 23.78 - 11.53 - 8.30 = 3.95 \text{ m}$$

A<sub>20</sub> = 203.74 + ( 50.40 + 66.20 ) 0.5 x 3.95 = 434.06 m<sup>2</sup>

Est. 0+400 H = 24.50 - 11.49 - 8.30 = 4.84 m

A<sub>21</sub> = 203.74 + (50.40 + 69.76 ) 0.5 x 4.84 = 494.53 m<sup>2</sup>

Est. 0 + 403.80 H = 24.79 - 11.48 - 8.30 = 5.01 m

~~A<sub>22</sub> = 203.74 + (50.40 + 70.44) 0.5 x 5.01 = 506.44 m<sup>2</sup>~~

VOLUMENES.- ( H = 20 m )

V<sub>1-2</sub> = ( 4.94 + 12.48 +  $\sqrt{4.94 \times 12.48}$  ) 6.667 = 168.48 m<sup>3</sup>

V<sub>2-3</sub> = ( 12.48 + 25.29 +  $\sqrt{12.48 \times 25.29}$  ) 6.667 = 370.24 "

V<sub>3-4</sub> = ( 25.29 + 38.43 +  $\sqrt{25.29 \times 38.43}$  ) 6.667 = 632.63 "

V<sub>4-5</sub> = ( 38.43 + 49.59 +  $\sqrt{38.43 \times 49.59}$  ) 6.667 = 878.06 "

V<sub>5-6</sub> = ( 49.59 + 60.17 +  $\sqrt{49.59 \times 60.17}$  ) 6.667 = 1095.90 "

V<sub>6-7</sub> = ( 60.17 + 73.41 +  $\sqrt{60.17 \times 73.41}$  ) 6.667 = 1333.61 "

V<sub>7-8</sub> = ( 73.41 + 89.73 +  $\sqrt{73.41 \times 89.73}$  ) 6.667 = 1628.67 "

V<sub>8-9</sub> = ( 89.73 + 105.11 +  $\sqrt{89.73 \times 105.11}$  ) 6.667 = 1946.37 "

V<sub>9-10</sub> = ( 105.11 + 127.97 +  $\sqrt{105.11 \times 127.97}$  ) 6.667 = 2327.05 "

V<sub>10-11</sub> = ( 127.97 + 140.30 +  $\sqrt{127.97 \times 140.30}$  ) 6.667 = 2681.75 "

V<sub>11-12</sub> = ( 140.30 + 169.54 +  $\sqrt{140.30 \times 169.54}$  ) 6.667 = 3093.79 "

V<sub>12-13</sub> = ( 169.54 + 188.74 +  $\sqrt{169.54 \times 188.74}$  ) 6.667 = 3581.08 "

V<sub>13-14</sub> = ( 188.74 + 225.26 +  $\sqrt{188.74 \times 225.26}$  ) 6.667 = 4134.62 "

V<sub>14-15</sub> = ( 225.26 + 266.00 +  $\sqrt{225.26 \times 266.00}$  ) 6.667 = 4906.96 "

$$\begin{aligned}
V_{15-16} &= (266.00 + 308.46 + \sqrt{266.00 \times 308.46}) \cdot 6.667 = 5739.36 \text{ m}^3 \\
V_{16-17} &= (308.46 + 340.43 + \sqrt{308.46 \times 340.43}) \cdot 6.667 = 6486.27 \text{ " } \\
V_{17-18} &= (340.43 + 382.98 + \sqrt{340.43 \times 382.98}) \cdot 6.667 = 7229.93 \text{ " } \\
V_{18-19} &= (382.98 + 422.17 + \sqrt{382.98 \times 422.17}) \cdot 6.667 = 8048.32 \text{ " } \\
V_{19-20} &= (422.17 + 434.06 + \sqrt{422.17 \times 434.06}) \cdot 6.667 = 8562.02 \text{ " } \\
V_{20-21} &= (434.06 + 494.53 + \sqrt{434.06 \times 494.53}) \cdot 6.667 = 9279.33 \text{ " } \\
V_{21-22} &= (494.53 + 506.44 + \sqrt{494.53 \times 506.44}) \cdot \frac{3.80}{3} = 1901.80 \text{ " } \\
&= 76026.26 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

a).- Excavación para alojar cubeta

$$V = 4.94 \times 403.80 = 1994.77 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 76026.26 - 1994.77 = 74031.49 \text{ m}^3$$

## 2.- TRANSICION DE ENTRADA.-

$$\text{Est. } 0 + 403.80 \quad A = 506.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 411.80 \quad A_1 = (11.80 + 16.90) \cdot 0.5 \times 3.40 = 48.79 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (24.90 + 46.10) \cdot 0.5 \times 5.30 = 188.15 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (54.10 + 75.02) \cdot 0.5 \times 5.23 = 337.65 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 574.59$$

$$V = (506.44 + 574.59 + \sqrt{506.44 \times 574.59}) \cdot \frac{8.00}{3} = 4321.25 \text{ m}^3$$

a) Excavación para alojar estructura

$$V = 48.79 \times 8.00 = 390.32 \text{ m}^3$$



b).- Excavación en tajo

$$V = 4321.25 - 390.32 = 3930.93 \text{ m}^3$$

5.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

$$\text{Est. } 0 + 411.80 \quad A = 574.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0 + 416.30 \quad (\text{Elev. } 25.05)$$

$$A_1 = ( 11.80 + 17.95 ) \cdot 0.5 \times 4.10 = 60.99 \text{ m}^2$$

$$A_2 = ( 25.95 + 45.55 ) \cdot 0.5 \times 4.90 = 175.18 \text{ "}$$

$$A_3 = ( 53.55 + 74.63 ) \cdot 0.5 \times 5.27 = \underline{377.75 \text{ "}}$$

$$A_{\text{tot}} = 573.92 \text{ "}$$

$$V = ( 574.59 + 573.92 + \sqrt{574.59 \times 573.92} ) \frac{4.50}{3} = 2584.15 \text{ m}^3$$

a).- Excavación para alojar estructura

$$V = 60.99 \times 4.50 = 274.46 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 2584.15 - 274.46 = 2309.70 \text{ m}^3$$

6.- CONDUCTO CUBIERTO.- ( 16.00 m)

$$\text{Est. } 0+416.30 \quad A = 573.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Est. } 0+432.30 \quad A_1 = ( 11.80 + 14.83 ) \cdot 0.50 \times 2.02 = 26.90 \text{ m}^2$$

$$A_2 = ( 22.83 + 41.55 ) \cdot 0.5 \times 6.68 = 215.03 \text{ "}$$

$$A_3 = ( 49.55 + 72.75 ) \cdot 0.5 \times 5.80 = \underline{354.09 \text{ "}}$$

$$A_{\text{tot}} = 596.02$$

$$V = ( 573.92 + 596.02 + \sqrt{573.92 \times 596.02} ) \frac{16.00}{3} = 9358.96 \text{ m}^3$$

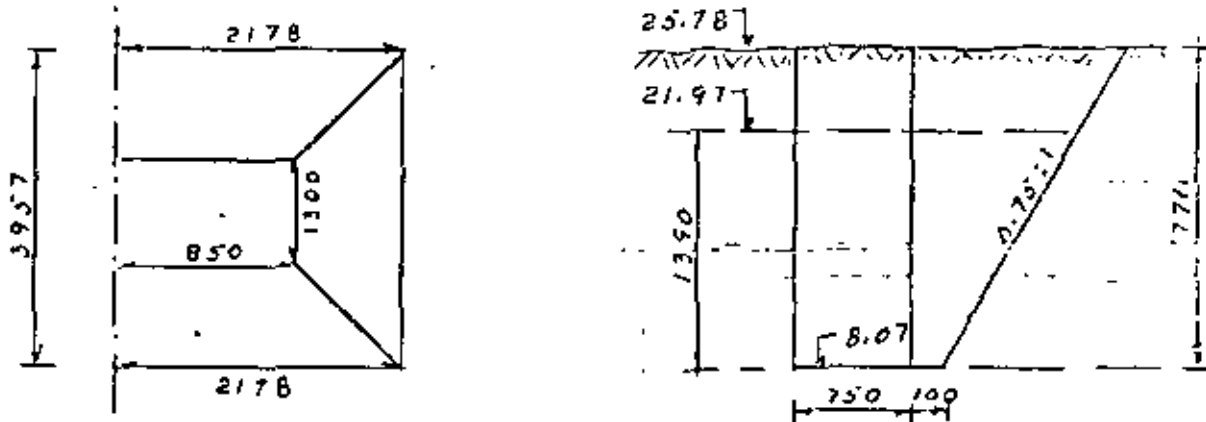
a).- Excavación para alojar estructura

$$V = 26.90 \times 16.00 = 430.40 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 9358.96 - 430.40 = 8928.56 \text{ m}^3$$

## 7.- CARCANOS



$$\left. \begin{aligned} A_i &= 8.50 \times 13.00 = 110.50 \text{ m} \\ A_s &= 21.78 \times 39.57 = 861.83 \text{ m} \end{aligned} \right\} H = 17.71 \text{ m}$$

$$V = \left( 110.50 + 861.83 + \sqrt{110.50 \times 861.83} \right) \frac{17.71}{3} = 7561.74 \text{ m}^3$$

A la elev. 21.97

$$A_i = 110.50 \text{ m}^2$$

$$A_s = 18.92 \times 33.85 = 640.44 \text{ m}^2$$

$$V = \left( 110.50 + 640.44 + \sqrt{110.50 \times 640.44} \right) \frac{13.90}{3} = 4711.93 \text{ m}^3$$

a).- Excavación para alojar estructura

39

$$V = 4711.93 \text{ m}^3$$

b).- Excavación en tajo

$$V = 7561.74 - 4711.93 = 2849.81 \text{ m}^3$$

## 11.- RELLENOS COMPACTADOS

### 1.- CONDUCTO CUBIERTO

a).- De la est. 0 + 416.30 a la est. 0 + 420.15 ( 3.85 m )

$$A = 26.90 - 2.02 \times 10.80 = 5.08 \text{ m}^2$$

$$V_a = 5.08 \times 3.85 = 19.56 \text{ m}^3$$

b).- De la est. 0 + 420.15 a la est. 0 + 432.30 ( 12.15 m )

$$A_1 = 26.90 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 26.90 + 215.03 \quad 49.55 + 68.35 \quad 0.5 \times 4.70 = 519.00 \text{ m}^2$$

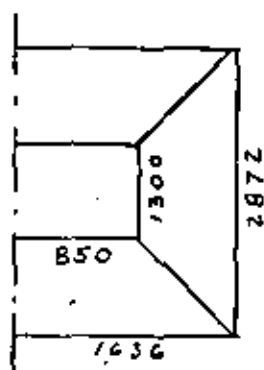
$$V = \frac{( 26.90 + 519.00 + \sqrt{26.90 \times 519.00} ) \times 12.15}{3} = 3076.80 \text{ m}^3$$

$$V_b = 3076.80 - 2.02 \times 10.80 \times 12.15 = 2811.73 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{\text{tot}} = 2811.73 + 19.56 = 2831.29 \text{ m}^3$$

### 2.- CARCAMOS

En la elev. 18.55 ( H = 10.48 m )



$$A_i = 110.50 \text{ m}^2$$

$$A_B = 16.36 \times 28.72 = 469.86 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{(110.50 + 469.86 + \sqrt{110.50 \times 469.86}) \times 10.48}{3}$$

Volúmen de excavación

$$V_e = 2823.38 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de carcamos: } V_c = 11 \times 7.5 \times 10.48 = 864.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. de relleno: } V_r = 2823.38 - 864.60 = 1958.72 \text{ m}^3$$

#### 111.- ENRROCAMIENTO

$$\text{En la elev. 14.48 } b = 22.90 \text{ m}$$

$$\text{En la elev. 21.97 } b = 72.80 \text{ m}$$

$$\text{Long.} = (11.25 + 3.05) \times 1.5 = 21.45 \text{ m}$$

$$A = (22.90 + 72.80) \times 0.5 \times 21.45 = 1026.38 \text{ m}^2$$

$$V = 1026.38 \times 0.30 = 307.91 \text{ m}^3$$

#### 1V.- SELLO DE POLIVINILO

1.- Entre transición y estructura de compuertas

$$L = 10.80 + 3.00 + 3.00 = 16.00 \text{ m}$$

2.- Entre estructura de compuertas y conducto cerrado

$$L = 10.80 + 3.30 + 3.30 = 17.40 \text{ m}$$

3.- Tres juntas dentro del conducto cerrado

$$L = (10.80 + 2.02) \times 2 \times 3 = 76.90 \text{ m}$$

Total de juntas : 111.10 m

## V.- CONCRETO

42

### 1.- TRANSICION

Junto al canal :  $e = 0.20 \text{ m}$  ;  $L = 1.20 + 5.20 \times 2 = 11.60 \text{ m}$

Junto a rejillas:  $e = 0.40 \text{ m}$  ;  $L = 10.80 + 3.00 + 3.00 = 16.80 \text{ m}$

$e_{\text{prom}} = 0.30 \text{ m}$  ;  $L_{\text{prom}} = 14.20 \text{ m}$

$V = 0.30 \times 14.20 \times 8.00 = 34.08 \text{ m}^3$

Dentellon :  $V = 9.40 \times 0.30 \times 1.00 = 2.82 \text{ m}^3$

$V_{\text{tot. 1}} = 36.90 \text{ m}^3$

### 2.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

a).- Muros :  $V = 0.40 \times 3.30 \times 4.50 \times 4 = 23.76 \text{ m}^3$

b).- Losa :  $V = 10.80 \times 0.40 \times 4.50 = 19.44 \text{ m}^3$

c).- Losa de maniobras :  $V = 10.80 \times 0.15 \times 1.15 = 1.86 \text{ m}^3$

d).- Losa de compuertas deslizantes  $V = (1.38 \times 0.20 + 1.40 \times 0.20) \times 10.80 = 6.00 \text{ m}^3$

Total de concreto :  $V_{\text{tot. 2}} = 51.06 \text{ m}^3$

### 3.- CONDUCTO CUBIERTO

a).- Pantalla:  $V = 1.22 \times 0.49 \times 0.40 \times 8 = 1.91 \text{ m}^3$

b).- Conducto :  $A_1 = 10.80 \times 0.40 \times 2 = 8.64 \text{ m}^2$

$A_2 = 1.22 \times 0.40 \times 5 = 2.44 \text{ "}$

$A_3 = 0.20^2 \times 0.50 \times 16 = 0.32 \text{ "}$

11.40 m<sup>2</sup>

$V = 11.40 \times 16.00 = 182.40 \text{ m}^3$

Volumen total:  $V_{\text{tot}3} = 184.31 \text{ m}^3$

4.- ESTRUCTURA DE BOMBAS

42

a).- Losa inferior del carcamo

$$V = 0.75 \times 3.25 + 0.50 \times 3.25 = 4.06 \text{ m}^3$$

b).- Muros:  $A_1 = 0.50 \times 11.00 \times 2 = 11.00 \text{ m}^2$

$$A_2 = 0.50 \times 6.50 \times 2 = 6.50 \text{ "}$$

$$A_3 = 0.40 \times 6.50 \times 2 = 7.80 \text{ "}$$

$$\underline{25.30 \text{ "}}$$

$$V = 25.30 \times 13.75 = 347.88 \text{ m}^3$$

c).- Losa de operación

$$V = 8.40 \times 11.00 \times 0.15 = 13.86 \text{ m}^3$$

d).- Ducto para cables.- ( L = 28.00 m )

$$A = 1.00 \times 0.15 + ( 0.80 \times 0.15 )^2 = 0.39 \text{ m}^2$$

$$V = 0.39 \times 28.00 = 10.92 \text{ m}^3$$

e).- Caseta de Operación

$$5 \text{ marcos : } V = ( 0.50 \times 7.50 \times 2 + 0.50 \times 6.50 + \frac{0.25 + 0.65}{2} ) \times 5 \times 0.30$$

$$V = 16.40 \text{ m}^3$$

$$8 \text{ alfardas : } V = ( 0.50 \times 2.20 ) \times 0.30 \times 8 = 2.64 \text{ m}^3$$

$$16 \text{ muros : } V = ( 3.50 \times 2.35 ) \times 0.10 \times 16 = 13.16 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ muros : } V = ( 6.50 \times 7.50 ) \times 0.10 \times 2 = 9.75 \text{ m}^3$$

Menos volúmen del concreto por área de ventanería y puertas.

$$A_1 = 2.00 \times 3.00 \times 8 = 48.00 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 5.00 \times 3.00 \times 1 = 15.00 \text{ "}$$

$$A_3 = 3.50 \times 4.00 \times 1 = 14.00 \text{ "}$$

$$A_4 = 1.50 \times 3.00 \times 1 = \underline{4.50 \text{ "}}$$

---


$$111.50 \text{ m}^2$$

$$- V = 111.50 \times 0.10 = 11.15 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 30.80 \text{ m}^3$$

f).- Losa de techo

$$V = 7.50 \times 11.00 \times 0.10 = 8.25 \text{ m}^3$$

g).- Muro perimetral en la azotea

$$V = ( 11.00 \times 2 + 7.20 \times 2 ) \times 0.15 \times 0.30 = 1.64 \text{ m}^3$$

h).- Atraque pegado al carcamo

$$V = ( 1.00 \times 2.15 - 0.70 \times 0.70 ) \times 11.00 = 18.26 \text{ m}^3$$

i).- Losa en el piso de la zona de tubos

$$V = ( 7.00 + 18.00 ) \times 0.5 \times 11.00 \times 0.15 = 20.63 \text{ m}^3$$

j).- Cuatro líneas de silleas de 0.30 de espesor

$$V = ( 0.70 \times 1.70 \times 4 ) \times 0.30 \times 4 = 5.71 \text{ m}^3$$

k).- 14 silleas de 0.20 m de espesor

$$V = ( 0.70 \times 0.91 ) \times 0.20 \times 14 = 1.78 \text{ m}^3$$

l).- Atraque en el tubo de 48" ( L = 17 m )

$$V = ( 2.50 \times 3.50 - 0.90 \times 2 \times 0.25 \times 0.5 ) \times 17.00 = 131.54 \text{ m}^3$$

Volumen total del concreto en la estructura de bombas incluyendo la zona de tubería :  $V_{\text{tot4}} = 595.33 \text{ m}^3$

1.- TRANSICION.- ( Los traslapes se consideran de 0.60 m )

1.1.- Zona 1, de talud 1:1 a vertical ( 4.00 m )

Vars. 1/2 "  $\phi$  a 12 : 34 varillas con  $L_{prom} = 10.80$  m  $\therefore L = 34 \times 10.80 = 367.20$  m

Vars. 1/2"  $\phi$  a 24 : 17 varillas con  $L_{prom} = 2.70$  m  $\therefore L = 17 \times 2.70 = 45.90$  m

Vars. 1/2"  $\phi$  a 24 : 17 varillas con  $L_{prom} = 10.70$  m  $\therefore L = 10.70 \times 17 = 181.90$  m

Varillas transversales de 1/2"  $\phi$  a 24 : 90 varillas con  $L_{prom.} = 4.30$  m  $\therefore L = 90 \times 4.30 = 387$  m

1.2.- Zona 2, de talud 2:1 a talud 1:1

Vars 1/2"  $\phi$  a 24: En cada m<sup>2</sup> de superficie tenemos 8 m de varilla

$A_{prom} = ( 11.60 \times 14.50 ) 0.5 \times 4.00 = 52.20$  m<sup>2</sup>

$L = 52.20 \times 8.00 = 417.60$  m

Acero total en la transición:

Vars. 1/2"  $\phi$ :  $L_{tot} = 1400$  m ;  $W_{tot} = 1400$  KG.

2.- ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

2.1.- Losa de piso y muros

2.1.1.- Varillas 1/2"  $\phi$  a 15 : 30 varillas con  $l = 15.90$  m

$L_1 = 30 \times 15.90 = 477$  m

2.1.2.- Vars. 1/2"  $\phi$  a 21 : 22 vars. con  $l = 11.70$  m

$L_2 = 22 \times 11.70 = 257.40$  m



2.1.3.- Vars. 1/2"  $\phi$  a 21 .- 132 vars. con L = 4.10 m

$$L_3 = 132 \times 4.10 = 541.20 \text{ m}$$

2.1.4.- Varillas 1/2"  $\phi$  a 21.- 240 vars con L = 4.40 m

$$L_4 = 240 \times 4.40 = 1056.00 \text{ m}$$

~~Total Losa de piso y muros :  $L_{\text{tot}} = 2331.60 \text{ m}$~~

2.2.- Losa de maniobras.-

2.21.- Vars. 1/2"  $\phi$  a 25.- ( 6m/m<sup>2</sup> )

$$A = 1.15 \times 10.80 = 12.42 \text{ m}^2$$

$$L = 12.42 \times 6 = \underline{74.52 \text{ m}}$$

Total de acero de refuerzo en la estructura de compuertas.-

Vars 1/2"  $\phi$  :  $L_{\text{tot}} = 2406 \text{ m}$  ;  $W_{\text{tot}} = 2406 \text{ Kg.}$

3.- CONDUCTO CUBIERTO.-

3.1.- Losa de operación y muro

$$16 \text{ vars. } 1/2" \phi \text{ con } l = 10.70 \text{ m} ; L = 171.20 \text{ m}$$

$$110 \text{ vars. } 1/2" \phi \text{ con } l = 1.30 \text{ m} ; L = 143.00 \text{ m}$$

$$110 \text{ vars. } 1/2" \phi \text{ con } l = 1.48 \text{ m} ; L = \underline{162.80 \text{ m}}$$

$$L_1 = 477.00 \text{ m}$$

3.2.- Conducto.

$$238 \text{ vars } 5/8" \phi \text{ con } l = 11.50 \text{ m} \quad L = 3082 \text{ m}$$

$$246 \text{ vars } 1/2" \phi \text{ con } l = 10.90 \text{ m} \quad L = 2681.40 \text{ m}$$

$$760 \text{ vars } 1/2" \phi \text{ con } l = 2.22 \text{ m} \quad L = 1687.20 \text{ m}$$

$$208 \text{ vars } 1/2" \phi \text{ con } l = 15.90 \text{ m} \quad L = 3307.20 \text{ m}$$

$$- 7676 \text{ m}$$

Total de acero en el conducto.-

56

Vars. 5/8"  $\phi$  : L = 3082.00 m W = 4839 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  : L = 8153.00 m W = 8153 "

---

W<sub>tot</sub> = 12992 "

## 9.- ESTRUCTURA DE BOMBAS

### 9.1.- Cárcamo

#### 9.1.1.- Losa de cimentación

65 vars. 5/8"  $\phi$  con l = 8.60 m L = 559.00 m

65 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 8.60 m L = 559.00 m

88 vars. 1/2"  $\phi$  con L = 12.10 m L = 1064.80 m } - 1523.80 m

Parcial 1.- Vars. 5/8"  $\phi$  L = 559.00 m W = 878 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 1523.80 m W = 1524 "

---

2402 "

#### 9.1.2.- Muros con 2.91 m de altura

30 vars. 1"  $\phi$  con l = 8.60 m L = 258 m

22 vars. 1"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 180.40 m

84 vars 1/2"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 688.80 m

30 vars. 1"  $\phi$  con l = 12.10 m L = 363.00 m

34 vars 1/2"  $\phi$  con l = 11.30 m L = 384.20 m

622 vars 1/2"  $\phi$  con l = 3.21 m L = 1996.62 m

Parcial 2.-

Vars. 1"  $\phi$  L = 2001.40 m W = 3206 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 3069.62 m W = 3070 Kg.

---

6276 Kg.

---

9.1.3.- Muros con 1.22 m de altura

114 Vars. 1"  $\phi$  con l = 8.00 m L = 112.00 m

12 Vars. 3/4"  $\phi$  con l = 7.60 m L = 91.20 m

36 Vars. 1/2"  $\phi$  con l = 7.60 m L = 273.60 m

5 Vars. 1"  $\phi$  con l = 12.10 m L = 60.50 m

7 Vars. 1/2"  $\phi$  con l = 11.30 m L = 79.10 m

492 Vars. 1/2"  $\phi$  con l = 1.52 m L = 747.84 m

Parcial 3.-

Vars. 1"  $\phi$  L = 172.50 m W = 690.00 Kg.

Vars. 3/4"  $\phi$  L = 91.20 m W = 205.00 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 1100.54 m W = 1101.00 Kg.

---

1996 Kg.

9.1.4.- Muros con 2.91 m de altura

34 vars. de 3/4"  $\phi$  con l = 8.60 m L = 292.40 m

28 vars. de 3/4"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 229.60 m

84 vars. de 1/2"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 688.80 m

34 vars. de 3/4"  $\phi$  con l = 12.10 m L = 411.40 m

34 vars. de 1/2"  $\phi$  con l = 11.30 m L = 384.20 m

612 vars. de 1/2"  $\phi$  con l = 3.21 m L = 1996.62 m

Parcial 4.-

48

Vars. 3/4"  $\phi$  L = 933.40 m W = 2100 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 3069.62 m W = 3070 Kg.

5170 Kg.

9.1.5.- Muros de 6.36 m de altura

76 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 8.60 m L = 653.60 m

76 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 623.20 m

186 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 8.20 m L = 1525.20 m

76 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 12.10 m L = 919.60 m

76 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 11.30 m L = 858.80 m

622 vars. 1/2"  $\phi$  con l = 6.66 m L = 4142.50 m

8722.90 m

Parcial 5.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 8722.90 m W = 8723 Kg.

9.1.6.- Losa del piso de operación

A = 11.00 x 7.50 = 82.50 m<sup>2</sup>

Varillas de 1/2"  $\phi$  a 25 en ambas direcciones

Cada m<sup>2</sup> de losa lleva 6 m de varilla

$\therefore$  L = 82.50 x 6.00 = 495 m

Parcial 6.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 495 m W = 495 Kg.

Resumen del inciso 9.1.-

Vars. 1"  $\phi$  3896 Kg.

Vars. 3/4"  $\phi$  2305 Kg.

Vars. 5/8"  $\phi$  878 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  17983 Kg.

---

25062 Kg.

49

9.2.- Caseta de Operación

9.2.1.- Cinco marcos de 8.00 x 7.50

8 varillas 5/8"  $\phi$  con l = 8.50 m ; L = 5 x 68 = 340 =

4 varillas 1/2"  $\phi$  con l = 8.50 m ; L = 5 x 34 = 170 =

5 varillas 5/8"  $\phi$  con l = 7.40 m ; L = 5 x 37 = 185 =

88 estribos 3/8"  $\phi$  con l = 1.35 m ; L = 5 x 110 = 550 =

Parcial 7.-

---

Vars. 5/8"  $\phi$  L = 525 m W = 824 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 170 m W = 170 Kg.

Vars. 3/8"  $\phi$  L = 550 m W = 308 Kg.

1302 Kg.

9.2.2.- Ocho dalas de 2.30 m

4 varillas 5/8"  $\phi$  con l = 2.40 m L = 8 x 9.60 = 76.80 =

8 estribos 3/8"  $\phi$  con l = 5.50 m L = 8 x 44 = 242.00 =

Parcial 8.-

Vars. 5/8"  $\phi$  L = 76.80 m W = 121 Kg.

Vars. 3/8"  $\phi$  L = 242.00 m W = 136 Kg.

257 Kg.

50

### 9.2.3.- Losa del techo

Vars. 1/2"  $\phi$  a 20 ( cada m<sup>2</sup> tiene 10 m de varilla )

$$A = 10.80 \times 7.50 = 81 \text{ m}^2$$

$$L = 81 \times 10 = 810 \text{ m}$$

### Parcial 9.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 810 m W = 810 Kg.

### 9.2.4.- Ducto

Varillas 1/2"  $\phi$  a 25 ( Cada m<sup>2</sup> tiene 8 m de varilla )

$$L = 0.8 + 0.8 + 1.00 = 2.60 \text{ m}$$

$$A = 2.60 \times 28 = 72.80 \text{ m}^2$$

$$L = 72.80 \times 8.00 = 582.40 \text{ m}$$

### Parcial 10.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 582.40 m W = 582 Kg.

### Resumen del inciso 9.2

Vars. 5/8"  $\phi$  945 Kg.

Vars. 1/2"  $\phi$  1562 Kg.

Vars. 3/8"  $\phi$  444 Kg.

2951 Kg.

## 9.3.- Atraques, silletas y piso de la tubería

## 9.3.1.- Atraque pegado al carcamo

Vars. 1/2"  $\phi$  a 25 ( Cada  $m^2$  tiene 8 m de varilla )

$$L = 1.45 + 1.45 + 1.00 = 3.90$$

$$A = 3.90 \times 11.00 = 42.90 \text{ m}^2$$

$$L = 42.90 \times 8 = 343.20 \text{ m}$$

## Parcial 11.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 343.20 \text{ m} \quad W = 343 \text{ Kg.}$$

## 9.3.2 Piso de la tubería

Vars. 1/2"  $\phi$  a 25 ( cada  $m^2$  tiene 8 m de varilla )

$$A = 137.50 \text{ m}^2$$

$$L = 137.50 \times 8 = 1100 \text{ m}$$

## Parcial 12.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 1100 \text{ m} \quad W = 1100 \text{ Kg.}$$

## 9.2.4.- 16 silletas de 30 de espesor

$$8 \text{ varillas } 1/2" \phi \text{ con } l = 1.60 \text{ m} ; L = 16 \times 12.80 = 204.80 \text{ m}$$

$$9 \text{ estribos } 1/2" \phi \text{ con } l = 2.70 \text{ m} ; L = 16 \times 24.30 = 328.80 \text{ m}$$

## Parcial 13.-

$$\text{Vars. } 1/2" \phi \quad L = 593.60 \text{ m} \quad W = 594 \text{ Kg.}$$

9.2.5.- 14 silletas de 20 de espesor

8 varillas 1/2"  $\phi$  con l = 0.82 m L = 14 x 6.56 = 91.84 m

5 estribos 1/2"  $\phi$  con l = 2.50 m L = 14 x 13.00 = 182.00 m

Parcial 14.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 273.84 m W = 274 Kg.

9.2.6.- Atrache en el tubo de 48"  $\phi$  ( L = 17.00 m )

Perímetro = 11.27 m

Vars. 1/2"  $\phi$  a 25 ( cada m<sup>2</sup> tiene 8 m de varilla )

A = 11.27 x 17.00 = 191.59 m<sup>2</sup>

L = 191.59 x 8.00 = 1532.72 m

Parcial 15.-

Vars. 1/2"  $\phi$  L = 1532.72 W = 1533 Kg.

Resúmen del inciso 9.3

Vars. 1/2"  $\phi$  3844 Kg.

10.- ACERO ESTRUCTURAL EN REJILLAS ( AGUJAS )

Peso de la rejilla por m<sup>2</sup> = 60 Kg.

Area total por cubrir = 2.30 x 3.10 x 4 = 28.52 m<sup>2</sup>

Peso total = 28.52 x 60 = 1711 Kg.



12.1.- Rejilla tipo 1.- ( 12 unidades )

Peso de 1 rejilla, con su base = 50 Kg.

---

Peso total =  $50 \times 12 = 600$  Kg.

12.2.- Rejilla tipo 2.- ( 8 unidades )

Peso de 1 rejilla, con su base = 30 Kg.

Peso total =  $30 \times 8 = 240$  Kg.

1.2.3.- Rejilla tipo 3.- ( 27 unidades )

Peso de 1 rejilla con su base = 40 Kg.

Peso total =  $40 \times 27 = 1080$  Kg.

Peso total de las rejillas del carcamo = 1920 Kg.

---

12.- BARRANDAL DE TUBO de 2"  $\phi$

Peso del tubo por metro, con accesorios = 10 Kg.

13.1.- En la losa de maniobras para agujas

$$l = 10.80 \times 2 + 0.85 \times 6 = 26.70 \text{ m}$$

$$W_1 = 267 \text{ Kg.}$$

13.2.- En la losa de maniobras para compuertas deslizantes

---

$$W_2 = 267 \text{ Kg.}$$

13.3.- En el mirador

$$W_3 = 267 \text{ Kg.}$$

54

En los descansos de los caremos ( 25 descansos )

$$L = ( 0.80 + 1.00 ) 2 + 3 \times 0.85 \times 25 = 153.75 \text{ m}$$

$$W = 1538 \text{ Kg.}$$

13.- ACERO ESTRUCTURAL POR VIGAS " 1 " , " C " Y PLANCHAS

14.1.- Viga "1" de 5" ( 4 piezas de 2.50 m )

$$W_1 = 4 \times 2.50 \times 14.88 = 149 \text{ Kg.}$$

14.2.- Viga "1" de 10" ( 8 piezas de 2.50 m-)

$$W_2 = 8 \times 2.50 \times 37.80 = 756 \text{ Kg.}$$

14.3.- Canal de 6" ( 8 piezas de 1.124 m )

$$W_3 = 8 \times 1.124 \times 23.07 = 208 \text{ Kg.}$$

14.4.- Plancha-soporte de 1.25 x 1.25 x 0.0381 ( 4 piezas )

$$W_4 = ( 4 \times 12.5 \times 12.5 \times 0.381 ) 7.85 = 1869 \text{ Kg.}$$

TOTAL DE ACERO ESTRUCTURAL = 2982 Kg.



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

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

INTRODUCCION AL CALCULO DEL CONCRETO  
PRESFORZADO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982



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



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

INTRODUCCION AL CALCULO DEL CONCRETO  
PRESFORZADO. ANCLAJES EN LOS EXTREMOS.  
PERDIDAS DE PREESFUERZO.

ING. FILIBERTO CAMPOS  
NOVIEMBRE DE 1978

## PRINCIPIOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

### 1. CONCEPTOS INTRODUCTORIOS

La resistencia a tensión del concreto simple es muy inferior a su resistencia a compresión. Para poder emplear el concreto simple en elementos que deben resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia a tensión. Se puede lograr esto colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tensiones, que es precisamente lo que se hace en el concreto reforzado convencional. Sin embargo, esta forma de proporcionar resistencia a la tensión presenta un inconveniente: aun cuando el refuerzo garantiza una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. Son bien conocidos los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado; de ahí que eliminar el agrietamiento haya sido siempre una de las principales preocupaciones de los proyectistas. Aunque ha habido diversos intentos para resolver el problema, la contribución más importante suele atribuirse al ingeniero francés Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de presforzar los elementos de concreto reforzado. Según Freyssinet (ref 1 y cap 1 del Tomo 1 de la ref 2), presforzar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las acciones exteriores, esfuerzos tales que, al combinarse con los correspondientes a las cargas exteriores, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados. En otras palabras, lo que pretendía Freyssinet era eliminar totalmente las tensiones en el concreto, introduciendo una fuerza que creara esfuerzos de compresión que anulasen los de tensión.

Este concepto inicial del presfuerzo se ha ido modificando con el tiempo. T. Y. Lin dice que presforzar significa la creación intencionada de esfuerzos, no para elimi-

nar tensiones exclusivamente, sino para mejorar el comportamiento general de la estructura (cap 1 de la ref 4). El presfuerzo se utiliza para controlar no solamente el estado de agrietamiento, sino también el de deformación. De acuerdo con los criterios modernos de diseño, incluso no se considera imprescindible eliminar totalmente el agrietamiento. Así, el concreto presforzado puede concebirse simplemente como una modalidad del concreto reforzado ordinario, constituyendo el presfuerzo una sollicitación artificial que introduce el proyectista en los elementos estructurales para alcanzar alguna finalidad que se estime ventajosa.

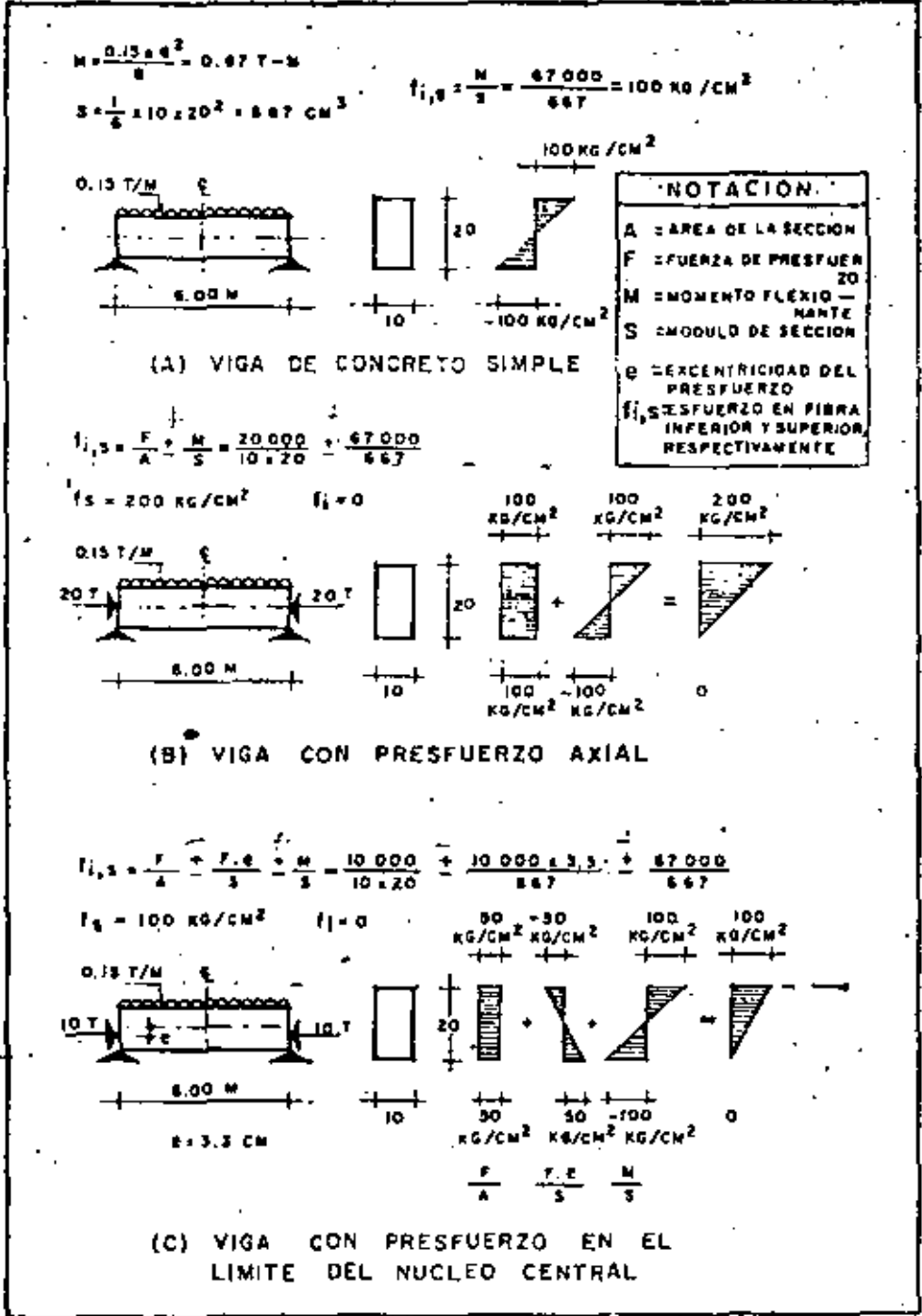


Fig 1.

## 2. ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DEL PRESFUERZO

El principio del presfuerzo puede ilustrarse en forma elemental con los siguientes ejemplos. Considérese una viga de sección rectangular, de concreto simple, libremente apoyada, como la mostrada en la fig 1A. Suponiendo un comportamiento elástico, debido a la acción de carga exterior, la viga quedará sujeta en su sección crítica a esfuerzos de compresión y de tensión, en sus fibras extremas, de  $100 \text{ Kg/cm}^2$ . Evidentemente el concreto no puede resistir esfuerzos de tensión de esta magnitud, pero si a la misma viga de concreto se le aplica una fuerza axial de 20 ton, que produce esfuerzos de compresión uniformes de  $100 \text{ Kg/cm}^2$ , los esfuerzos de tensión en la fibra inferior se anulan, aunque los de compresión en la fibra superior se incrementan a  $200 \text{ Kg/cm}^2$  (Fig 1B). En la fig 1C se muestra la misma viga de concreto, pero con una fuerza de compresión igual a la mitad de la fuerza axial del caso exterior, aplicada en el límite del núcleo central. Así, la fuerza produce un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores en la sección crítica. Las tensiones en la fibra inferior también se anulan, pero los esfuerzos de compresión en la fibra superior son iguales a la mitad de los esfuerzos correspondientes en la viga de la fig 1B.

De lo anterior se deduce que para presforzar una viga de concreto, se debe -- aplicar una fuerza cuya magnitud depende de la excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al eje neutro. Cuando mayor es la excentricidad, menor es la fuerza de presfuerzo requerida.

## 3. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO Y CRITERIOS DE DISEÑO

En general una viga de concreto presforzado con presfuerzo excéntrico tiene -- una curva carga-deformación como la representada en la fig 2, con un tramo prácticamente recto y uno curvo. El tramo recto, que indica un comportamiento lineal, se ini



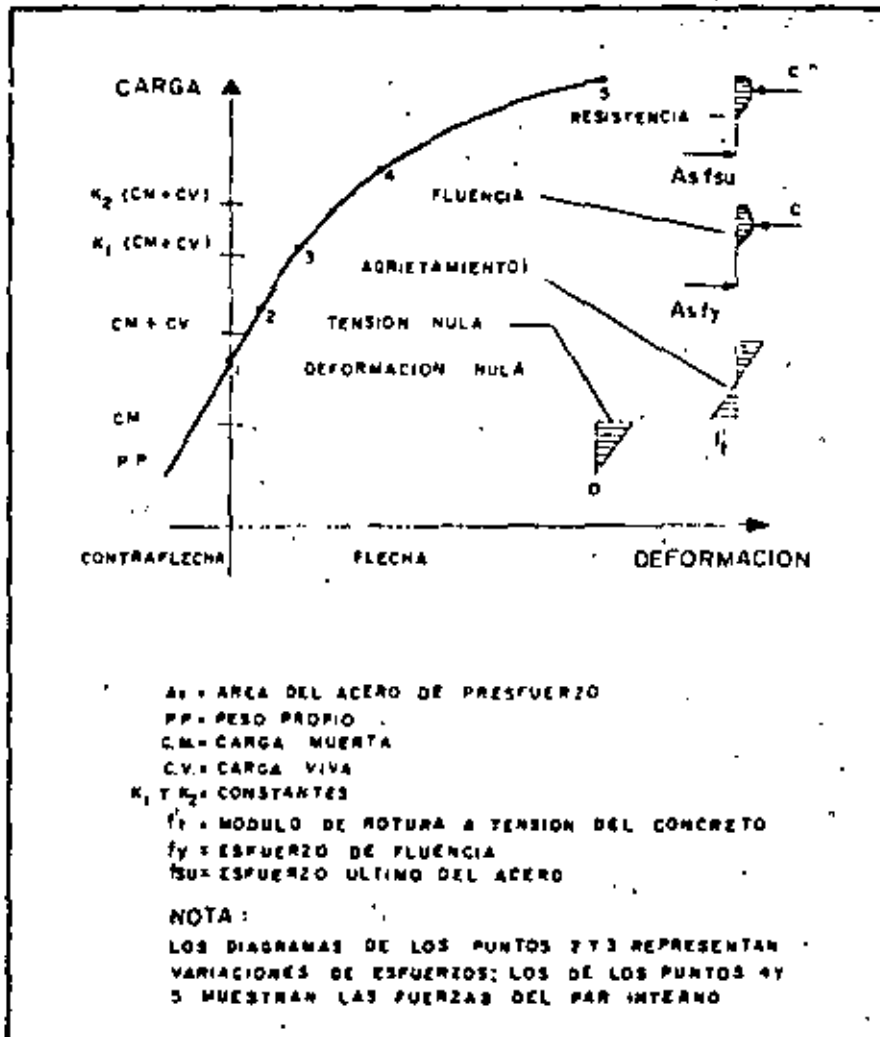


Fig 2.

cia en la región de deformaciones negativas, lo que significa que, debido a la acción del presfuerzo, se producen deformaciones hacia arriba (contraflechas), que no se contrarrestan totalmente por el peso propio y algún porcentaje de la carga total.

El punto 1 de la curva representa la condición de deformación nula, en que las deformaciones correspondientes a las cargas exteriores quedan totalmente equilibradas por las producidas por el presfuerzo. Esta condición se presenta, por ejemplo, cuando la combinación de los esfuerzos debidos a cargas exteriores y al presfuerzo produce un bloque de esfuerzos uniformes en todas las secciones de la viga.

El punto 2 de la curva resulta cuando los esfuerzos de tensión son nulos en la fibra inferior de la sección crítica de la viga. Durante mucho tiempo, los proyectistas de elementos de concreto presforzado consideraron que no debería excederse esta condición.

Si la carga se incrementa, se llega al punto 3, correspondiente a la carga de agrietamiento, que se presenta cuando los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la sección crítica coinciden con el módulo de rotura de concreto. Este es un punto notable en el comportamiento de los elementos de concreto presforzado, debido a que corresponde a la iniciación del agrietamiento. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a las cargas y la curva carga-deformación exhibe un quiebre marcado.

El punto 4 corresponde a la carga que hace que el acero alcance su esfuerzo fluencia.

El punto 5 representa la resistencia de la sección, es decir, su capacidad máxima en flexión.

En la gráfica se indican sobre el eje vertical diversos estados de carga típicos, correspondientes a distintos estados de deformación y agrietamiento.

Idealmente, el diseño de elementos de concreto presforzado debe basarse en el conocimiento de la curva completa carga-deformación. Si se puede predecir esta curva, el proyectista está en condiciones de dimensionar la viga, de manera que cuente con un grado de seguridad o la ruptura predeterminado y que tenga un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. Así, comparando la resistencia que puede desarrollar una sección con la carga de servicio que debe soportar, tendrá una idea del grado de seguridad con que cuenta. Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para distintos niveles de carga, puede mantener las deformaciones probables de la viga dentro de valores convenientes. Análogamente puede lograr que el agrietamiento no exceda de unos límites que se consideren aceptables.

Debe señalarse que un problema de especial dificultad en el estudio del comportamiento de elementos estructurales presforzados es la predicción de las variaciones que experimenta el presfuerzo inicialmente aplicado, al transcurrir el tiempo, como resultado de las características plásticas del concreto y del acero.

Los reglamentos de diseño suelen dar recomendaciones específicas para el grado de seguridad requerido en distintas condiciones, y normas respecto a las deformaciones y agrietamiento admisibles en distintas situaciones. Es frecuente también que los reglamentos especifiquen determinados esfuerzos permisibles que no deben excederse bajo condiciones de servicio de distintos tipos. Esto es una forma indirecta de lograr un grado de seguridad razonable y evitar agrietamientos. El criterio de diseño basado en esfuerzos permisibles es todavía muy común, pero se concibe la posibilidad de desarrollar métodos de diseño basados exclusivamente en requisitos de resistencia, agrietamiento y deformación.

#### 4. FORMAS DE APLICAR EL PRESFUERZO

El presfuerzo suele aplicarse mediante elementos de acero de alta resistencia llamadas tendones. Menos frecuentemente, el presfuerzo se crea por medio de gatos. A continuación se describen los sistemas más comúnmente utilizados para aplicar presfuerzo.

##### 4.1 Sistemas Pretensados

En los sistemas pretensados, los tendones se tensionan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertas de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones, que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia, y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Los sistemas pretensados se prestan a la producción de elementos estructurales estandarizados. En general, el tamaño de las piezas no suele alcanzar proporciones muy grandes debido a los problemas de transporte desde los centros de producción a la obra.

Las instalaciones para la producción de elementos pretensados pueden ser características muy distintas. Fundamentalmente, consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertas de anclaje, moldes, gatos para tensar los tendones, grúas para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de los productos prefabricados de concreto, moldes y equipo especial para el manejo de tendones. En algunas ocasiones, también se cuenta con plantas de vapor para reducir la duración de los ciclos de fabricación por medio de curado acelerado.

##### 4.1.1 Mesas de colado y muertas de anclaje

Las mesas de colado para la producción de elementos pretensados pueden tener

características muy variables, dependiendo de la naturaleza de los productos por fabricar, la magnitud de las fuerzas de presfuerzo para las que haya que proporcionar anclaje, y las propiedades del suelo sobre el que deben apoyarse. Un aspecto fundamental es reducir al mínimo los movimientos diferenciales de las instalaciones, a fin de evitar tener que hacer ajustes frecuentes para conservarlas debidamente niveladas.

El dimensionamiento de las mesas se basa en la aplicación de los principios de la ingeniería estructural y de la mecánica de suelos. En las refs 5 (cap 10), 6 (Tomo-1, cap 3) y 7 (cap 15), se describen distintos tipos de mesas de presfuerzo y se dan algunas indicaciones sobre su diseño. En la fig 3 se muestra esquemáticamente una instalación típica. La longitud de las mesas oscila entre 40 y 200 m, aproximadamente, pudiéndose considerar 100 m como valor promedio. Se distinguen tres tipos de mesas de colado: fijas, portátiles y moldes que actúan como mesas.

Mesas fijas

a) Muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo (fig 4A). En esta alternativa, los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su propio peso y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre estas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos pueden tener movimientos relativos entre sí de importancia, que pueden ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.

b) Muertos de anclaje piloteados (fig 4B). Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco cumple aquí una función estructural.

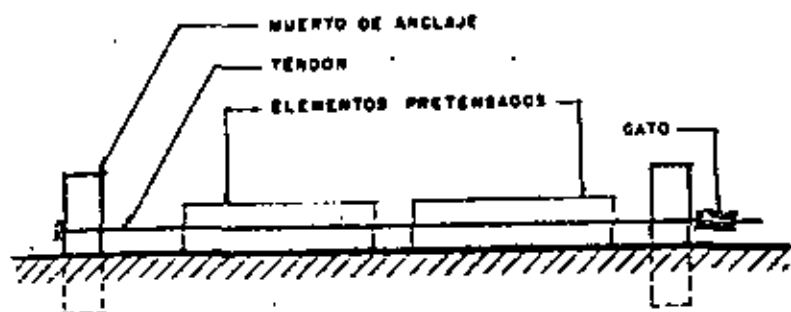
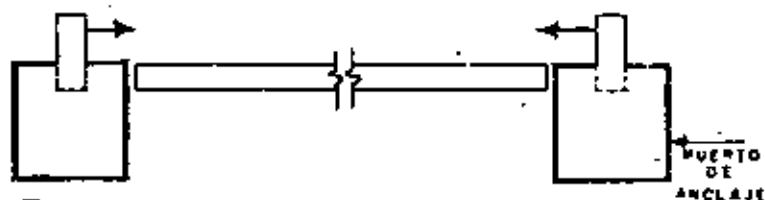
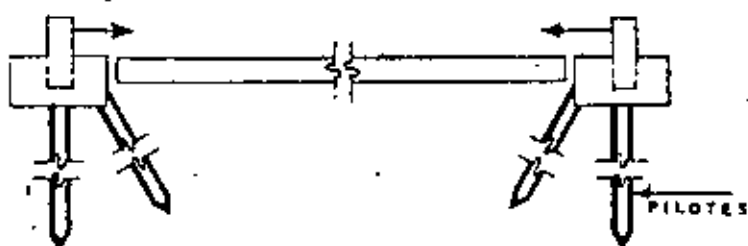


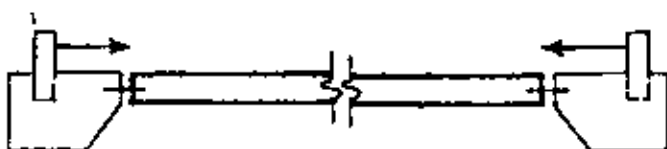
Fig. 3



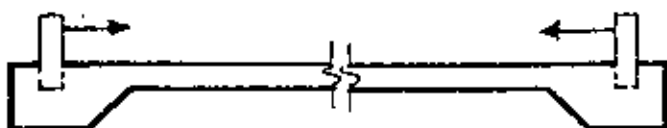
(A) LOS MUERTOS DE ANCLAJE RESISTEN POR SI SOLOS TODAS LAS FUERZAS DE PRESFUERZO



(B) MUERTOS DE ANCLAJES CON PILOTES



(C) EL FIRME ACTUA COMO COLUMNA



(D) LOSA MONOLITICA CON LOS MUERTOS DE ANCLAJE

Fig 4.

c) La losa actúa como una columna (fig 4C). Las dimensiones de los muerros de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe como una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita en a). Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esto no constituya un problema.

d) Losa monolítica con los muerros de anclaje (fig 2D). En este caso, la losa y los muerros de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

#### Mesas portátiles

En algunas ocasiones puede ser interesante hacer una planta provisional cerca de la obra donde se van a consumir productos prefabricados. Esto se justifica cuando no existen plantas de prefabricación próximas y cuando el volumen de la obra es lo suficientemente importante. Para que resulten económicas, estas plantas deben estar constituidas por elementos recuperables en el mayor grado posible, con el fin de que puedan utilizarse repetidas veces en obras distintas y se reduzcan así los costos de amortización. Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación.

a) Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo (fig 5). Las piezas o dovelas que constituyen las mesas, se hacen de un tamaño que pueda transportarse fácilmente. Pueden unirse mediante tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminada la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para ser transportada a otro lugar. En esta alternativa,

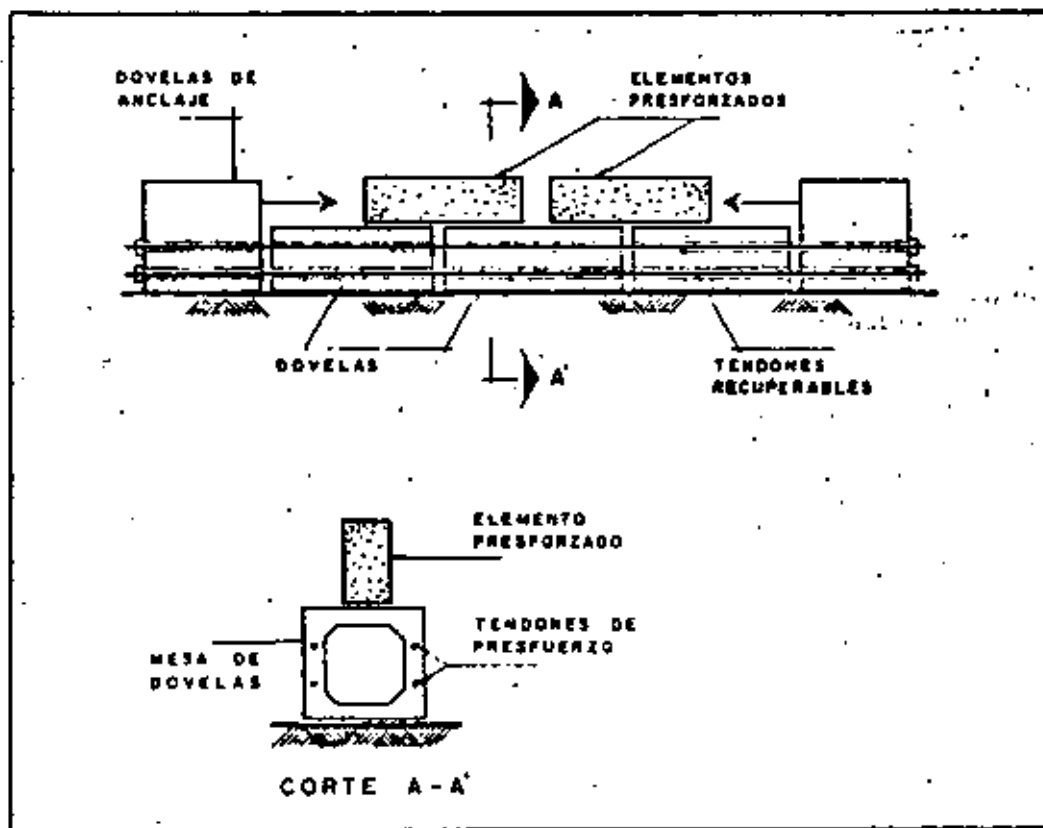


Fig. 5.

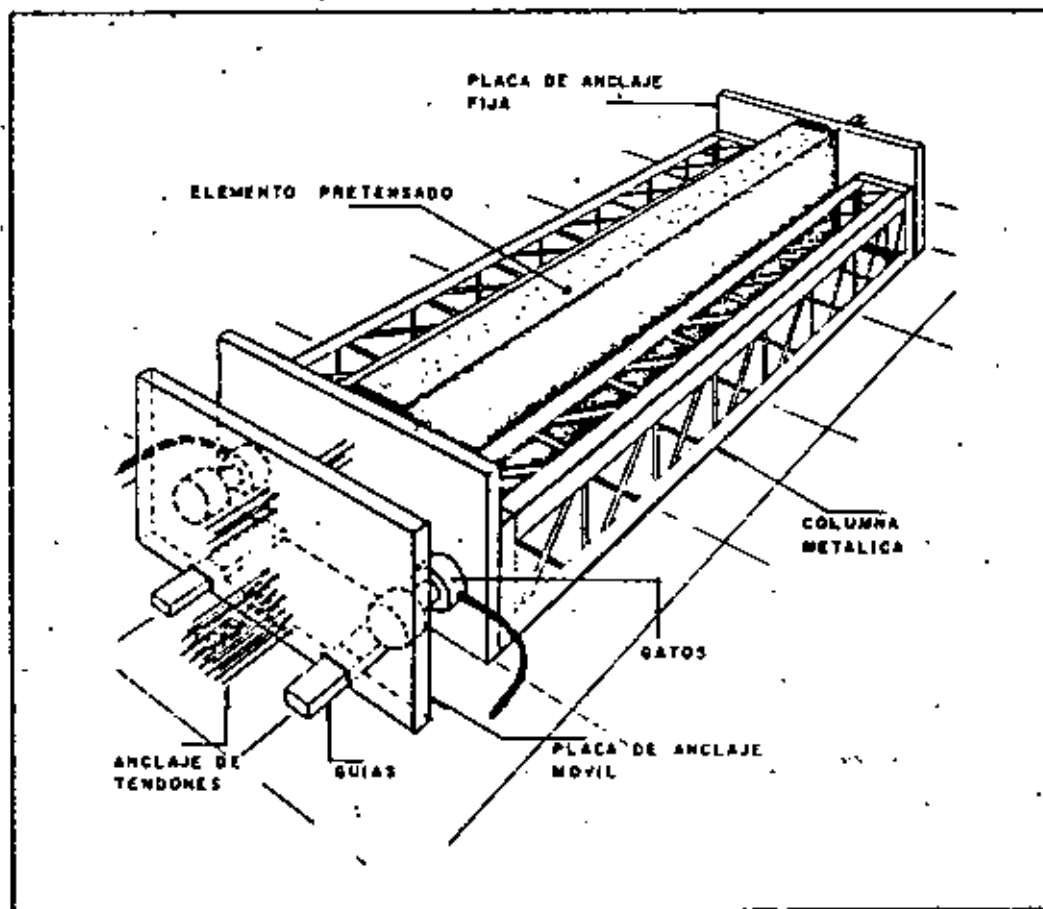


Fig. 6.



las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

b) Mesas de estructuras de acero (fig 6). Puede proporcionarse un anclaje a las fuerzas de presfuerzo por medio de bastidores formados por estructuras desmontables de acero. Esta alternativa implica menos costo de transporte, cada vez que la mesa es trasladada para su instalación en una nueva obra, por el menor peso de los elementos que la integran.

Moldes con capacidad para resistir las fuerzas de presfuerzo.

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos, consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos posibles variantes son las siguientes:

a) Moldes de concreto forrados de lámina (fig 7). Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto forrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente a fin de acelerar el fraguado.

b) Moldes metálicos (fig 8). También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse sin gran costo, debido a su ligereza.

Dispositivos para desviar tendones

En general, por su sencillez constructiva, los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos. Algunas plantas prefabricadas cuentan con dispositivos que permiten desviar los tendones de tal forma que sus trayectorias se ajusten a las necesidades de momentos en la forma más eficiente posible. En la fig 9 se muestra esquemáticamente una mesa de colado para producir elementos con tendones siguiendo trayectorias quebradas, así como

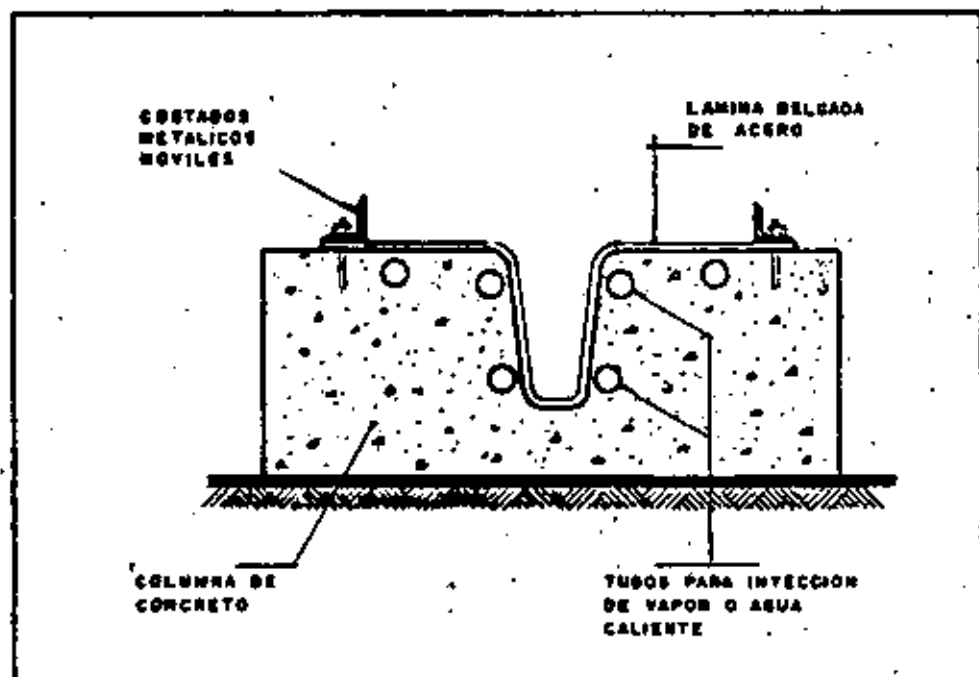


Fig 7.

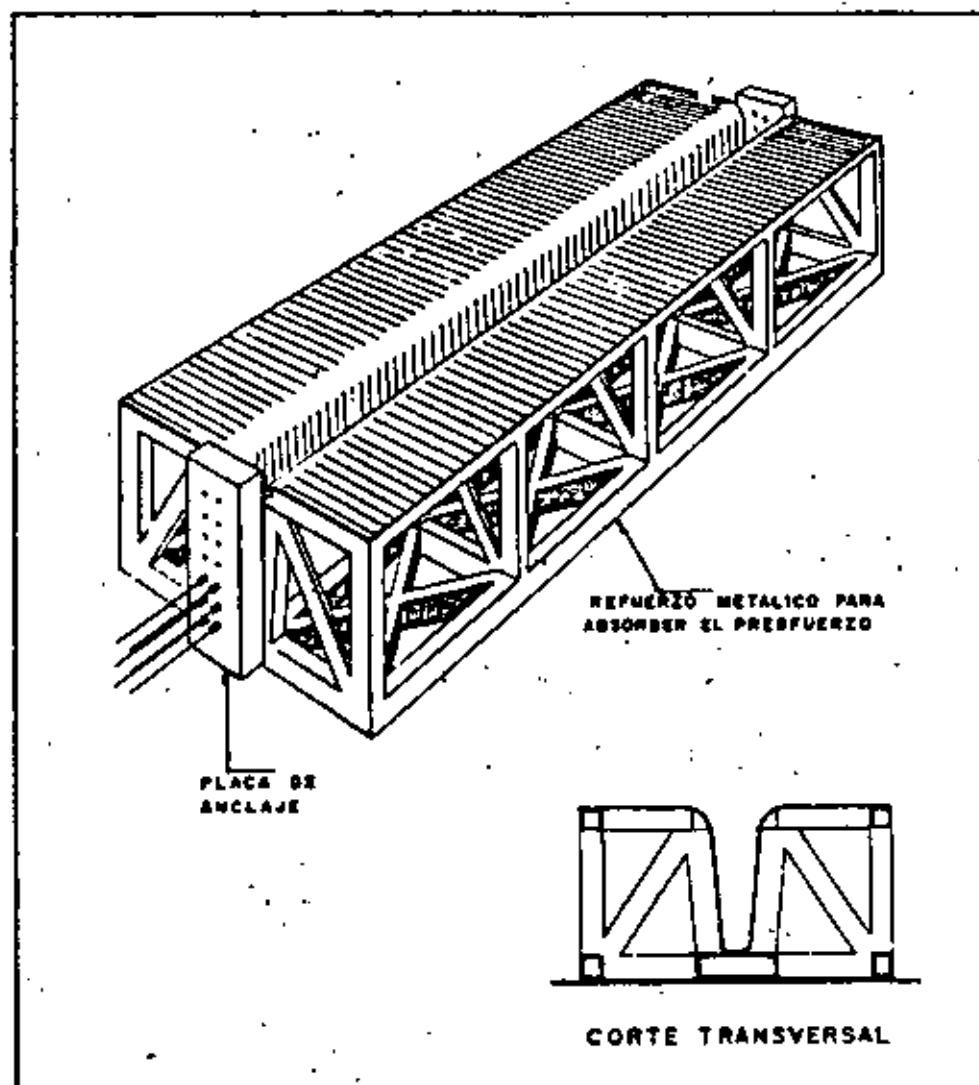


Fig 8.

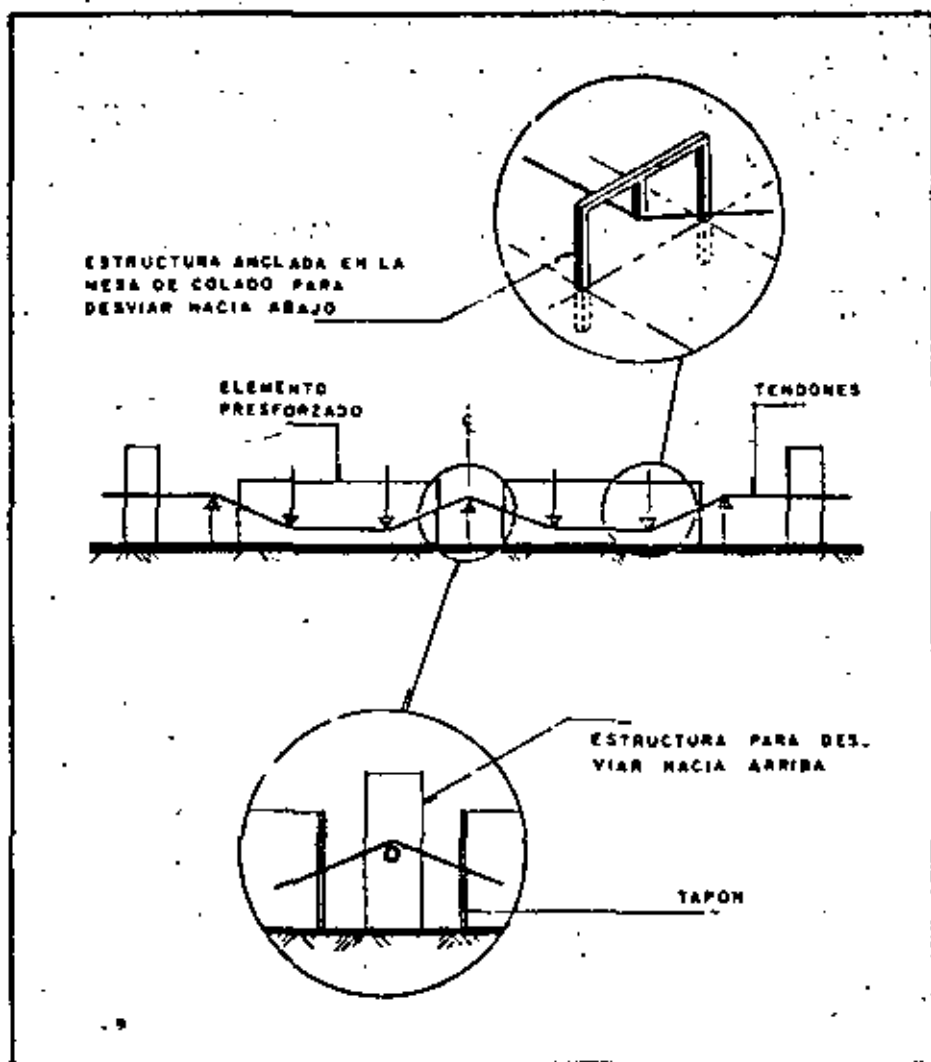


Fig 9.

detalles típicos de procedimientos para lograr los quiebres. En el cap 10 de la ref 5 se trata este tema más ampliamente.

#### 4.1.2 Dispositivos de anclaje

Los tendones se sujetan en los muertos de anclaje por medio de mordazas que, en general, utilizan el principio de la cunta o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 10 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre a torón (figs 10a y 10b), para dos alambres (fig 10c) o para un haz de alambres (fig 10d). En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente. Todos los tendones de una mesa pueden tensarse simultáneamente, por medio de dispositivos como los que se presentan en la fig 11.

#### 4.1.3 Formas de tensar

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control del esfuerzo aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos. En la fig 12 se muestra un gato hidráulico típico para tensado individual de tendones. Algunas plantas emplean sistemas con gatos mecánicos de distintos tipos, basados generalmente en el principio del tornillo, como en la instalación representada esquemáticamente en la fig 13. En algunas instalaciones se recurre a sistemas de contrapesos (fig 14).

#### 4.1.4 Métodos de colado y cimbrado

Pueden distinguirse dos maneras fundamentales de fabricar elementos de concreto.

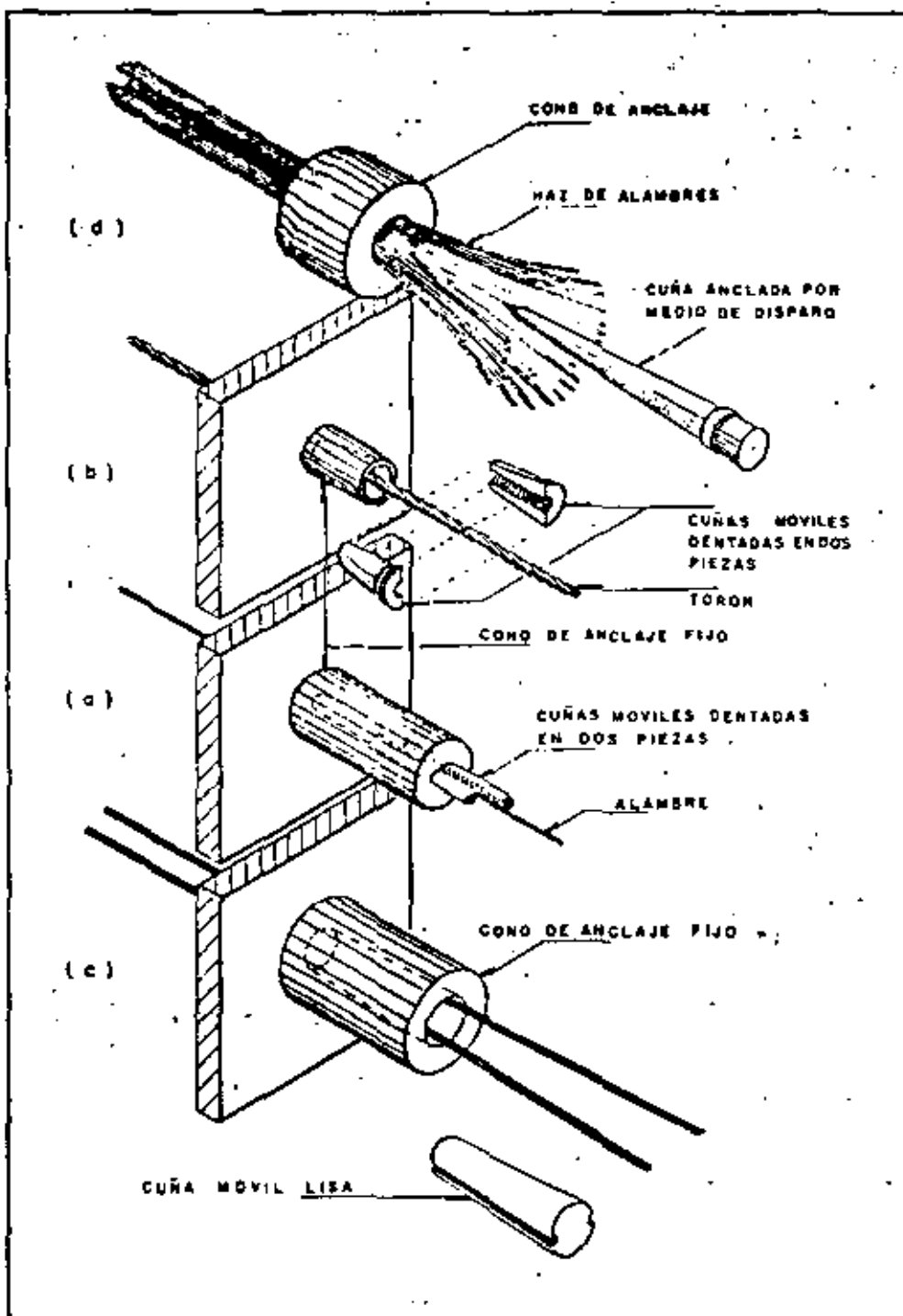


Fig 10.

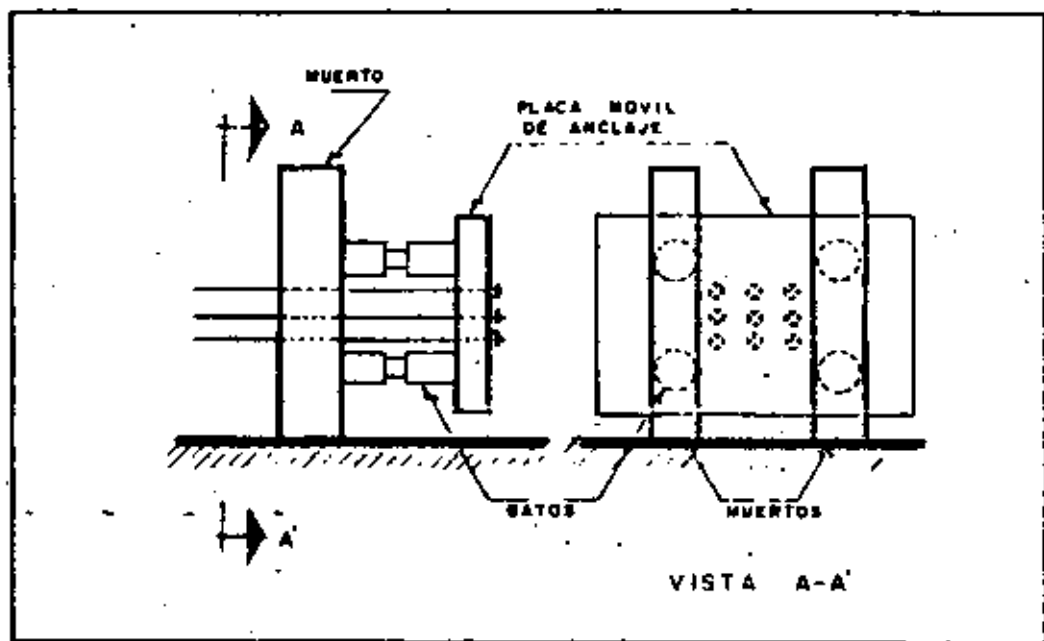


Fig 11.

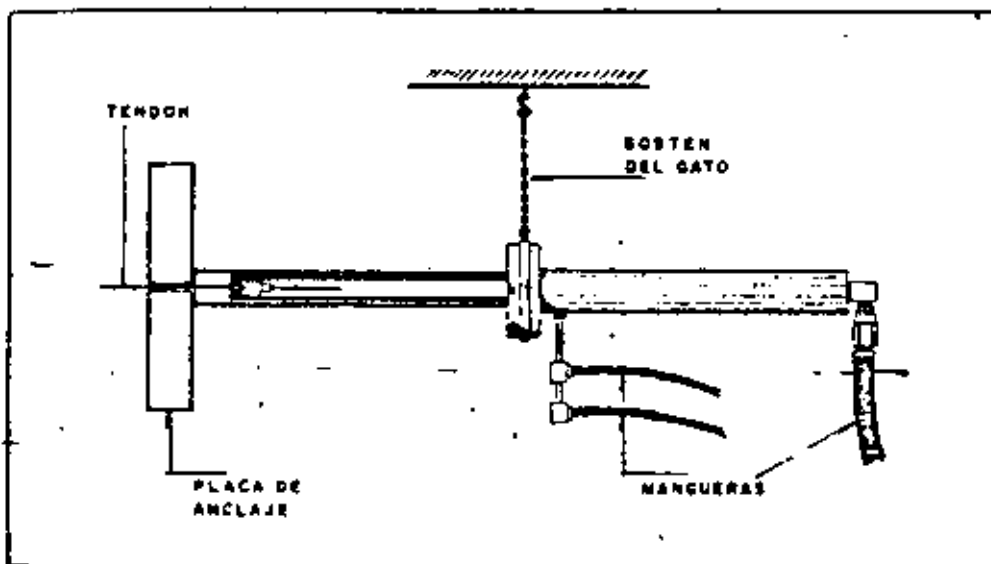


Fig 12.

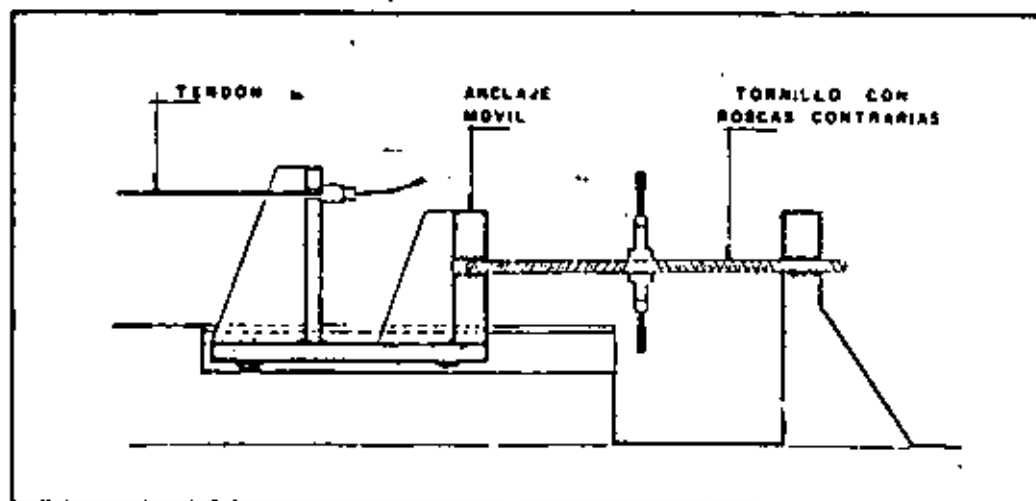


Fig 13.

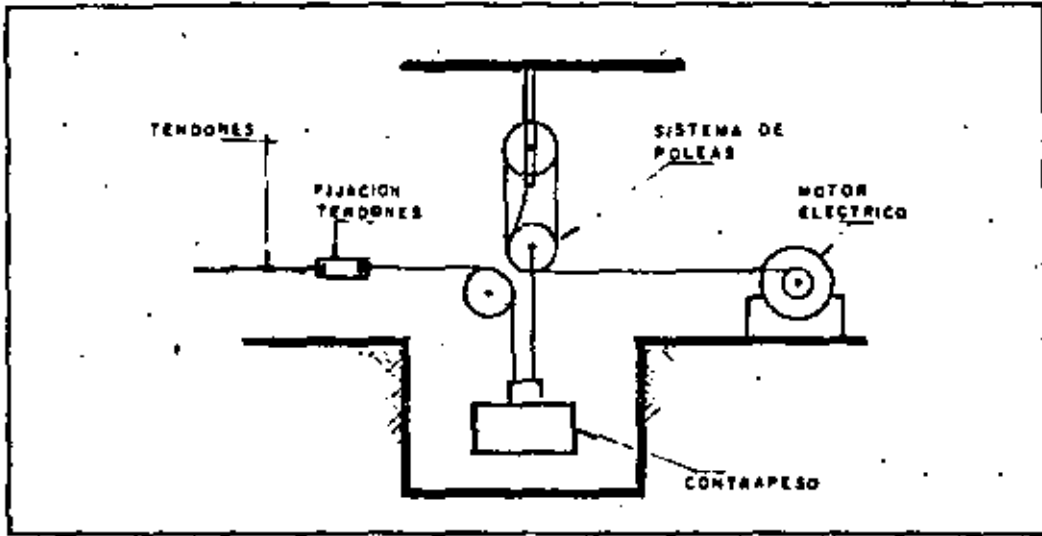


Fig 14.

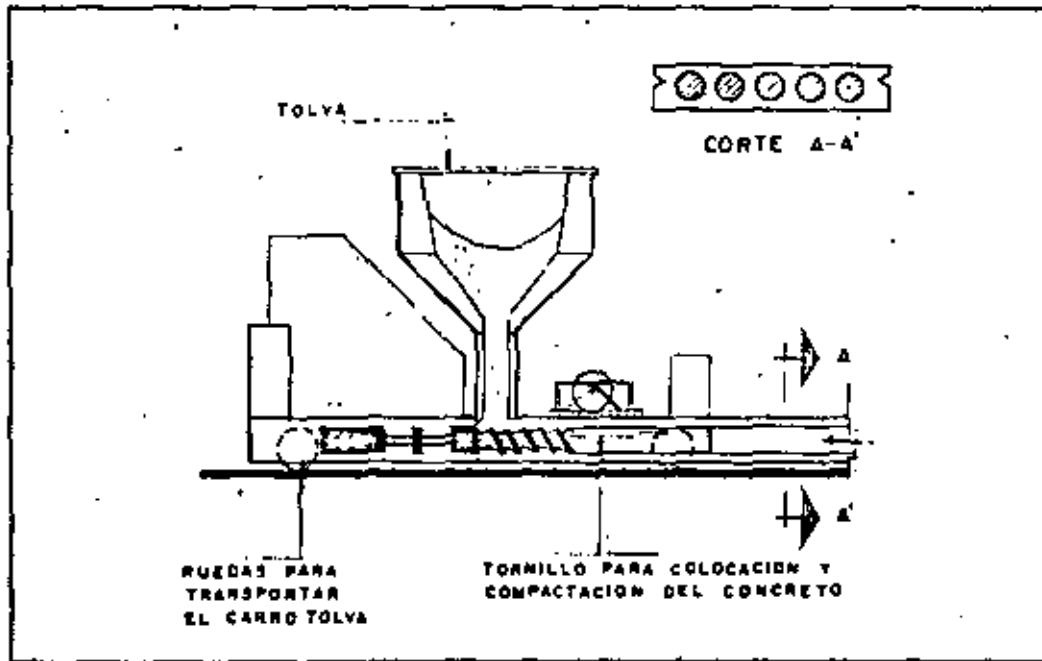


Fig 15.

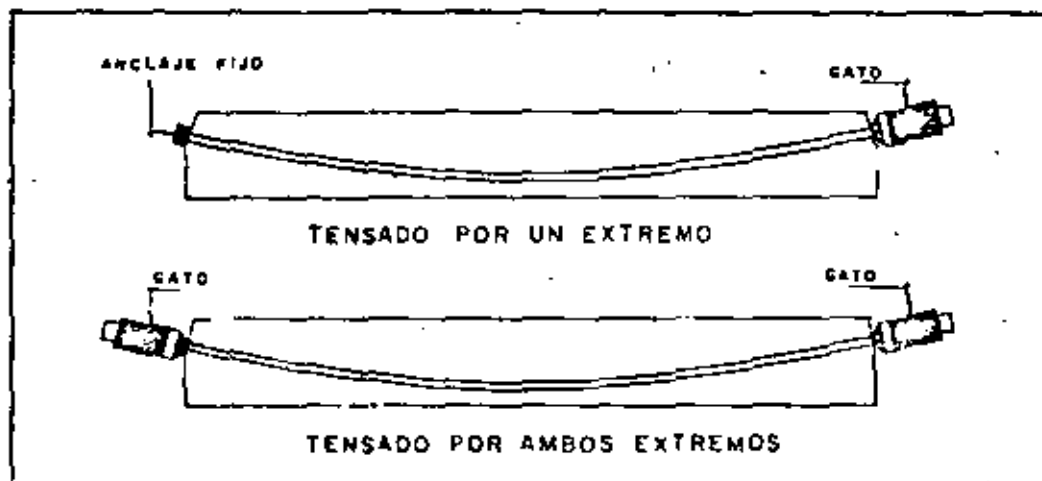


Fig 16.

En una, los moldes, que generalmente son metálicos, permanecen sobre las mesas de colada, y el concreto es llevado hasta ellos por medio de botes transportados por grúa, bandas, bombas o vehículos especiales. El vibrado del concreto se realiza con vibradores de inmersión o de elementos sencillas, tales como placas de distintos tipos para sistemas de pisos o de muros, resulta económico y eficiente utilizar una especie de molde deslizante, que deposita el concreto móvil que coloca, vibra y moldea el concreto. En la fig 15 se muestran esquemáticamente las características esenciales de un equipo de esta clase.

#### 4.2 Sistemas postensados

En los sistemas postensados, el concreto se cuela o deposita en los moldes antes tensados de los tendones, que se efectúa por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra el concreto. Esta operación puede hacerse desde un solo extremo, como se indica en la fig 16, anclando el tendón mediante un dispositivo especial en el extremo contrario; puede también tensarse desde ambos lados por medio de dos gatos.

Al fabricar la pieza, los tendones se alojan dentro de ductos colocados en forma conveniente, que evitan que queden adheridos al concreto durante la operación del tendido. En algunos casos se forman ductos dentro de los elementos de concreto por medio de mangueras o algún otro sistema, y los tendones se enhebran en los ductos después que el concreto ha endurecido.

Una vez tensados los elementos, en la mayoría de los casos se inyecta lechada en los ductos, para que en condiciones de servicio exista adherencia entre los tendones y el concreto. Cuando se ha aplicado la deformación necesaria al tendón, los gatos se retiran y los tendones quedan anclados mediante dispositivos especiales. Las trayectorias de los tendones pueden ser rectos o curvas (fig 17). Los diversos tipos de anclaje que se utilizan en los sistemas postensados pueden consistir en uno de los cuatro procedimientos siguientes, o en alguna combinación de ellos.

1. Aprovechando el principio de la cuña, así como la fricción entre las cuñas y



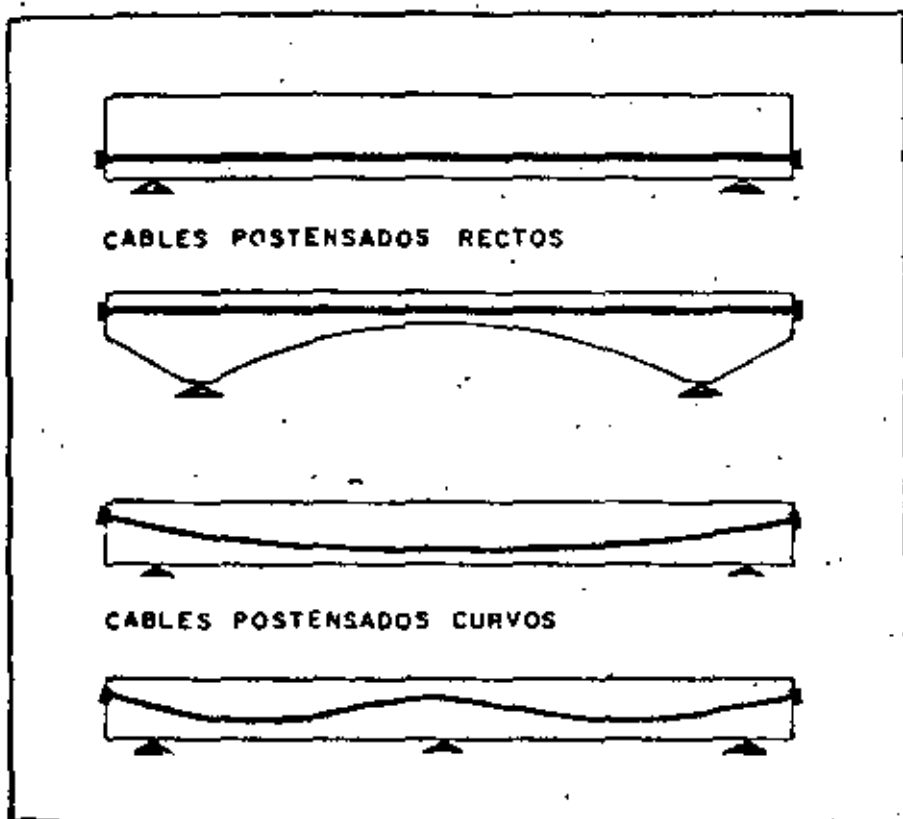


Fig 17.

los tendones.

2. Apoyando directamente el tendón sobre una placa por medio de un engrosamiento formado en el extremo de los tendones.

3. Usando dispositivos a base de rosca.

4. Doblando los tendones.

La forma en que estos procedimientos de anclaje han sido utilizados en diversos sistemas, puede apreciarse en las descripciones de los sistemas más comunes en México, que se presentan a continuación, junto con datos sobre sus principales características.

En las refs 2 a 10 se encuentra información adicional sobre estos y otros sistemas.

#### 4.2.1 Sistema Freyssinet (fig 18)

Para tendones formados por alambres, este sistema emplea cilindros y cuñas hechos de concreto. El interior de los cilindros es cónico, de tal manera que los alambres quedan sujetos por medio de una cuña cónica estirada, que se introduce en el cilindro mediante presión aplicada con el mismo gato empleado para concreto, de manera que queda apertado con las caras extremas de los elementos presforzados. Para tendones a base de barras, se emplean cuñas y cilindros metálicos.

#### 4.2.2 Sistema B B R V (fig 19)

Este sistema es de origen suizo, y fue el primero en que se utilizó un anclaje a base de botones en los extremos de los alambres, en forma de cabezas de remache, apertados directamente sobre un elemento de anclaje de acero, que a su vez descansa sobre una placa de distribución, también de acero, ahogada en el concreto. El ensanchamiento del extremo de los alambres se logra en frío, por medio de un equipo especial. Se deben tomar precauciones especiales para que todos los tendones tengan la longitud correcta. El sistema BBRV facilita notablemente el anclaje y permite tensar un gran número de tendones simultáneamente. El ajuste de la fuerza de presfuerzo se logra mediante una rosca—

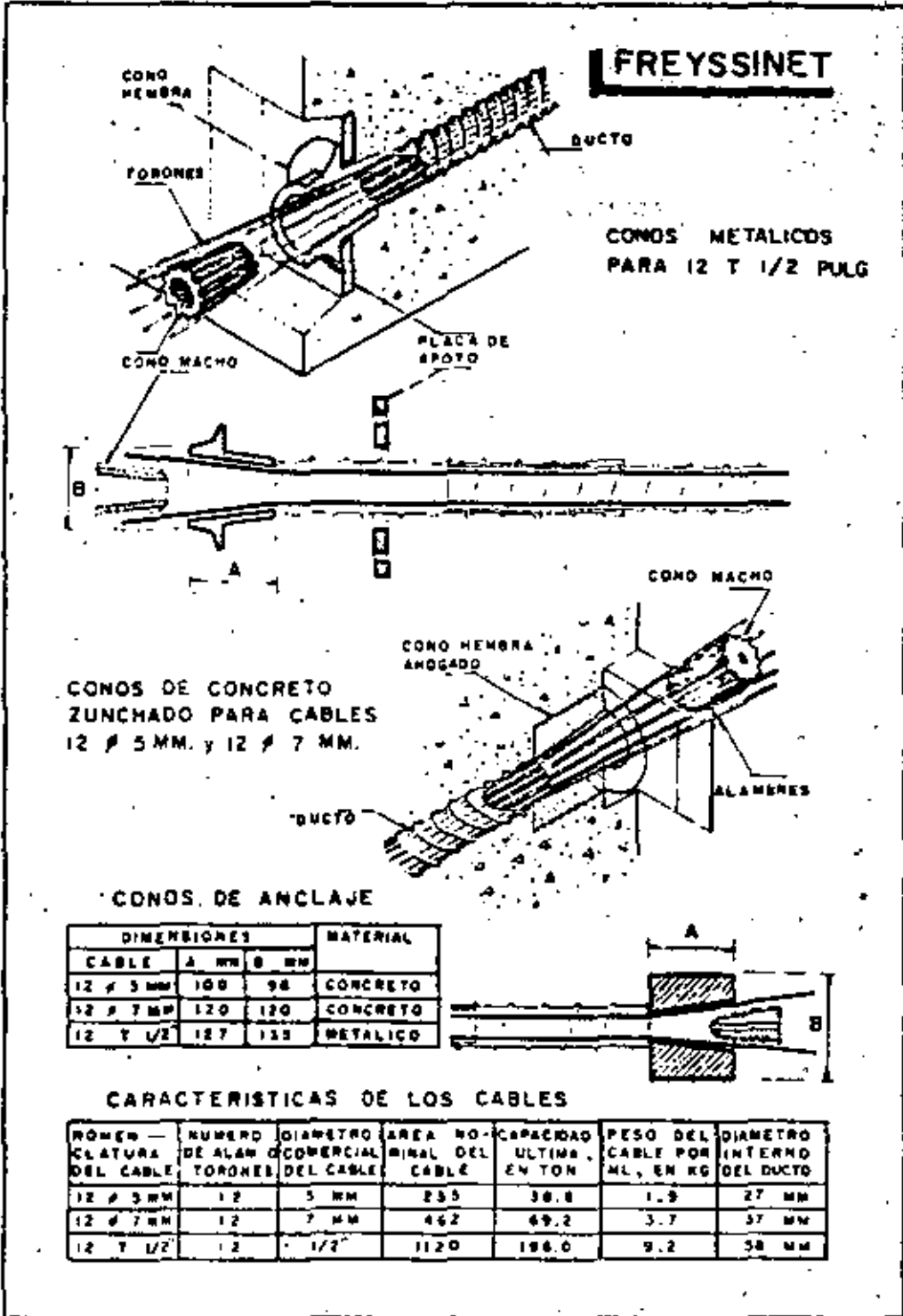


Fig 18.

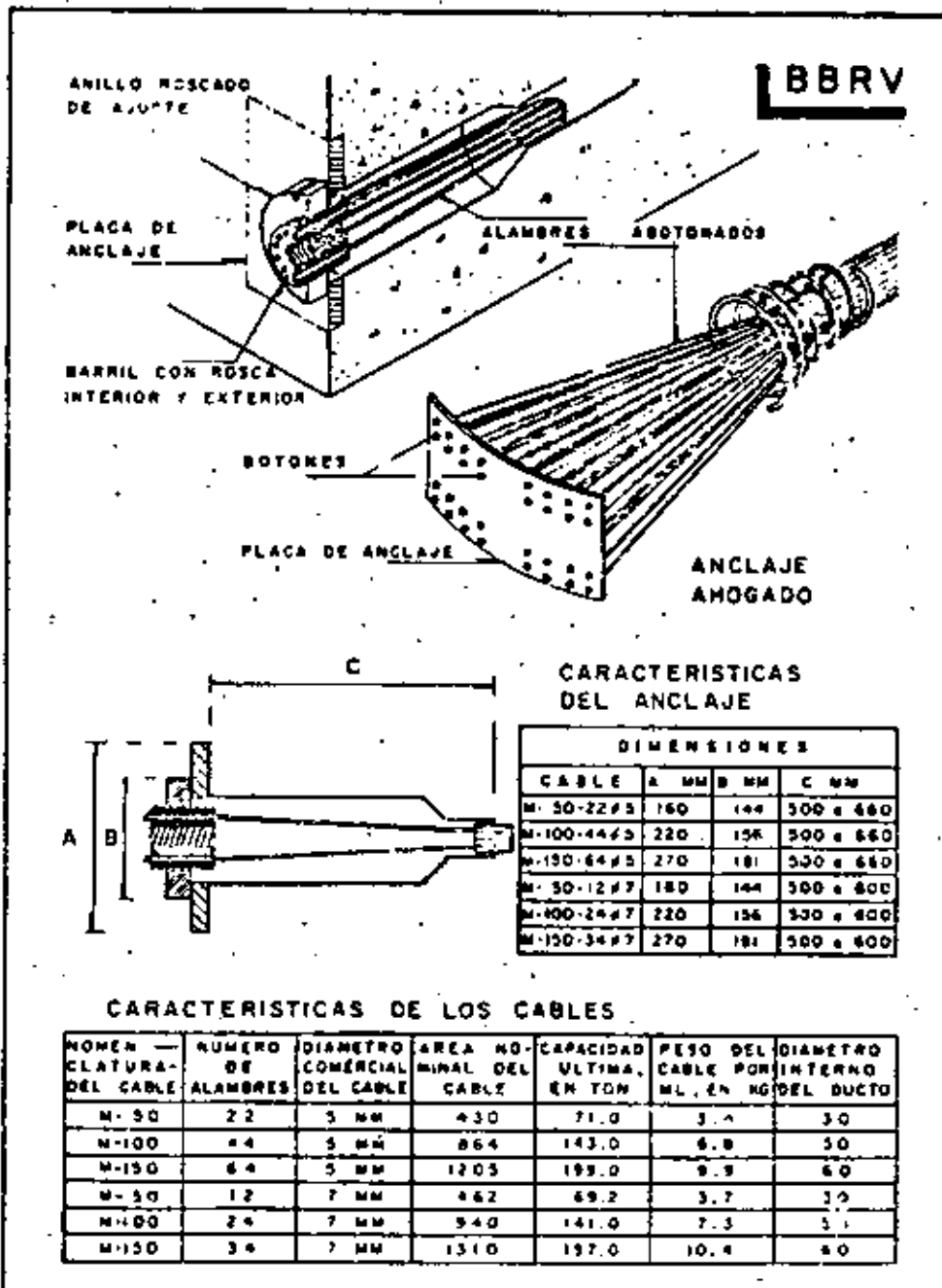


Fig 19.

en el elemento de anclaje. En vigas tensadas por un solo lado, pueden usarse anclajes a base de placas, como el mostrado en la figura.

#### 4.2.3 Sistema Precast (Fig 20)

Fué desarrollado en Estados Unidos de Norteamérica. Es muy semejante al sistema BBRV; difiere de este únicamente en el ajuste del prefuerzo, que se logra por medio de placas de acero en lugar de la rosca empleada en el sistema suizo.

#### 4.2.4 Sistema VSL (Fig 21)

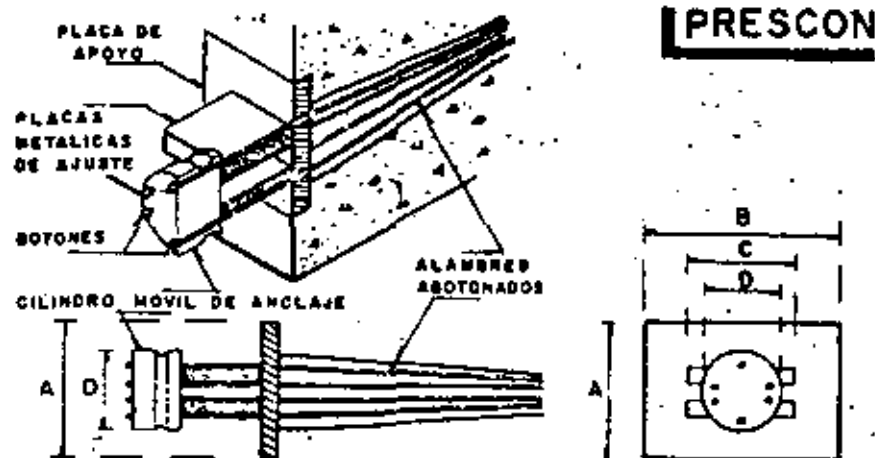
Desarrollado también en Suiza, aunque con posterioridad al BBRV, este sistema se basa en el principio de cufia y fricción. Los tendones quedan anclados en un elemento de anclaje con perforaciones cónicas para cada alambre o torón. El elemento de anclaje cuenta con una rosca para hacer ajustes, lo mismo que en el anclaje BBRV. En el extremo fijo, los tendones pueden anclarse doblándolos, como se indica en la figura

#### 4.2.5 Sistema CCL (Fig 22)

Es de origen Inglés. Al igual que el Freyssinet, utiliza el principio de cufia y fricción, pero anclando individualmente cada tendón por medio de un sistema de cufias y cilindros. En este sistema se deben tensar uno por uno todos los alambres que forman el tendón.

#### 4.2.6 Sistema Ramza (Fig 23)

Este sistema, de patente mexicana, ha sido desarrollado recientemente por el Ing. Ramírez Zamorano. Se ha utilizado con éxito en estructuras civiles importantes. De características originales, difiere considerablemente de los descritos en los incisos anteriores. Se basa en la extrusión en frío de un casquillo metálico en torno del tendón por anclar; la extrusión se efectúa mediante una prensa y unos dados de diseño especial. La sujeción se logra por la incrustación, entre el casquillo y el acero de prefuerzo, de un material de mayor dureza que ambos, el cual se coloca de manera que al realizarse



### CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

NOMENCLATURA CABLE * M & G	NUMERO DE ALAMBRES	DIAMETRO COMERCIAL DEL CABLE	AREA NOMINAL DEL CABLE, EN MM <sup>2</sup>	CAPACIDAD ULTIMA, EN TON	PESO DEL CABLE POR ML, EN KG	DIAMETRO INTERIOR DEL DUCTO
4	4	7 MM	154	23.1	1.28	48
5	5	7 MM	197	28.8	1.50	48
6	6	7 MM	231	34.7	1.82	48
7	7	7 MM	268	40.3	2.24	48
8	8	7 MM	308	46.2	2.56	48
9	9	7 MM	346	52.0	2.88	48
10	10	7 MM	388	57.8	3.20	48
11	11	7 MM	425	63.2	3.52	48
12	12	7 MM	462	69.2	3.70	48
13	13	7 MM	500	75.0	4.16	50
14	14	7 MM	538	80.7	4.48	50
15	15	7 MM	577	86.3	4.80	50
16	16	7 MM	618	92.1	5.12	50

### CARACTERISTICAS DEL ANCLAJE

CABLE	DIMENSIONES				CABLE	DIMENSIONES			
	A MM	B MM	C MM	D MM		A MM	B MM	C MM	D MM
4	101	132	101	83	116	127	215	101	76
5	101	132	101	83	126	152	203	101	76
6	101	132	101	83	136	152	227	132	89
7	101	178	101	83	146	152	240	152	89
8	101	178	101	76	150	152	254	152	89
9	127	190	101	76	160	152	279	152	89
10	127	203	101	76					

\* M = ALAMBRES NO INYECTADOS, PROTEGIDOS CON PAPEL  
G = ALAMBRES CUBIERTOS CON DUCTO PARA INYECCION

Fig 20

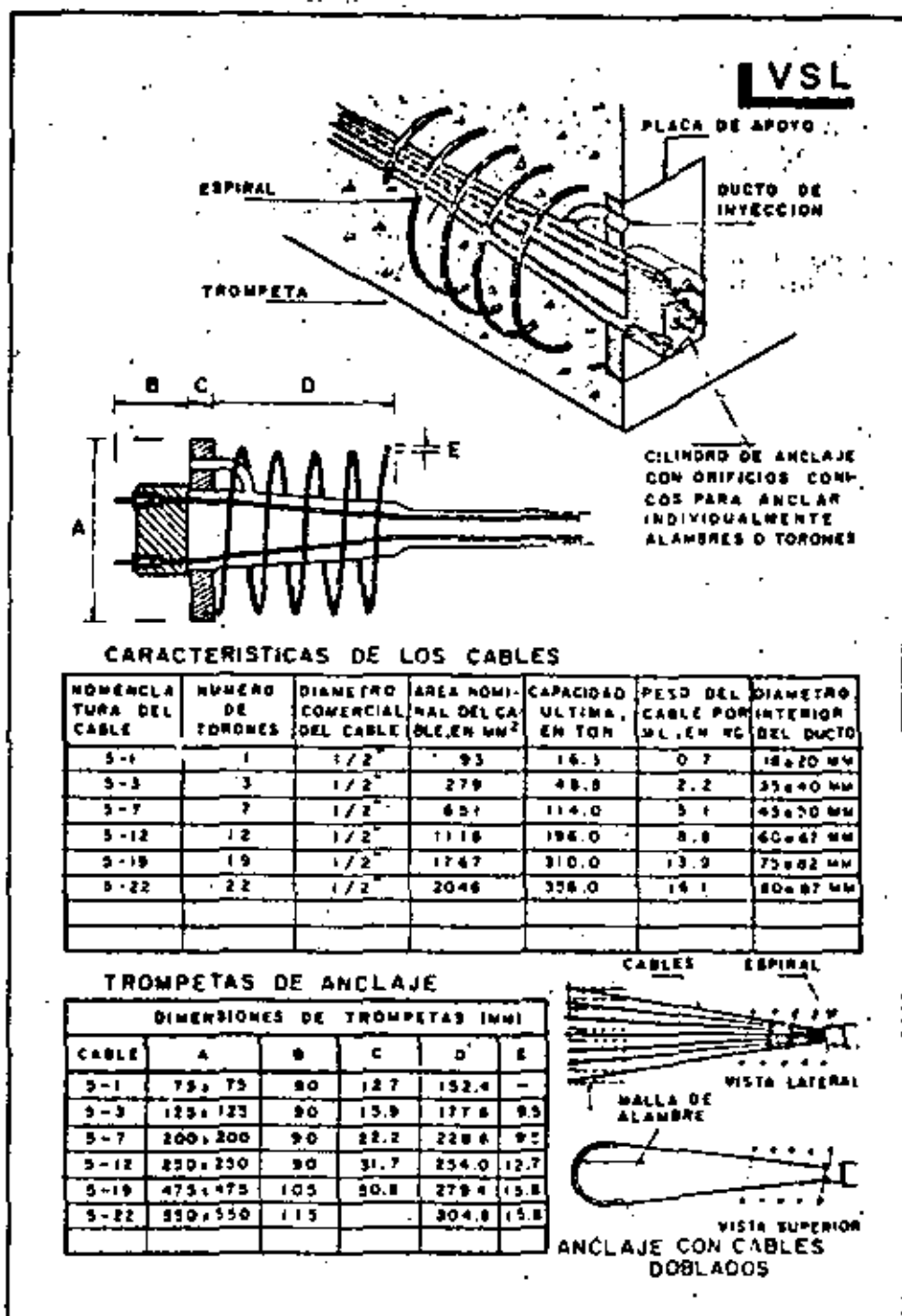
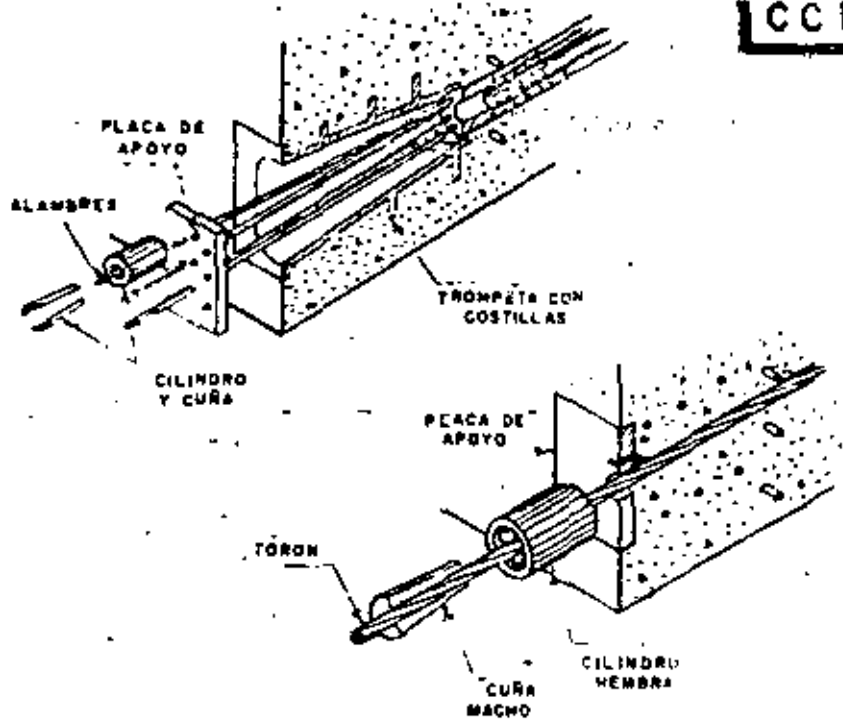


Fig 21.

CCL

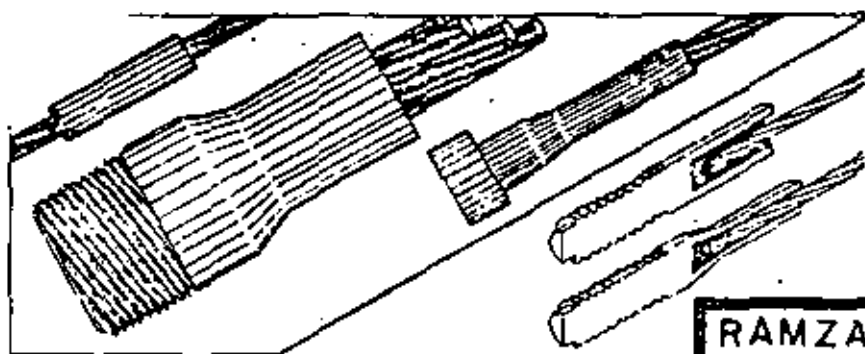


CARACTERISTICAS DE LOS CABLES

NOMENCLATURA DEL CABLE	NÚMERO DE ALAMBRES	DIÁMETRO COMERCIAL DEL CABLE	ÁREA NOMINAL DEL CABLE, EN MM <sup>2</sup>	CAPACIDAD ÚLTIMA, EN TON	PESO DEL CABLE POR ML, EN KG
8 Ø 5	8	5 MM	138	25.7	1.23
8 Ø 7	8	7 MM	307	48.2	2.42
8 Ø 5/16"	8	5/16"	297	32.0	2.38
8 Ø 3/8"	8	3/8"	412	72.0	3.28
8 Ø 1/2"	8	1/2"	740	129.0	5.90
12 Ø 5	12	5 MM	233	38.8	1.85
12 Ø 7	12	7 MM	482	69.2	3.63
12 Ø 5/16"	12	5/16"	447	78.2	3.54
12 Ø 3/8"	12	3/8"	620	108.0	4.90
12 Ø 1/2"	12	1/2"	1120	196.0	8.40

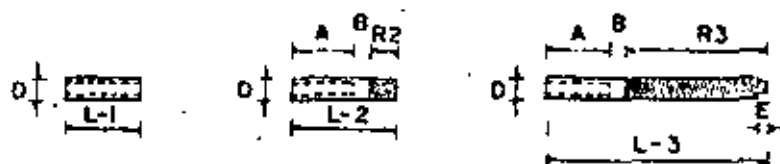
Fig 22





RAMZA  
CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES

DIÁMETRO DE ANCLAJE	FORMA DE SUJECIÓN	MATERIAL SUJTO											
		ALAMBRE DE PRESFUERZO						TORÓN DE PRESFUERZO					
		2 MM		3 MM		7 MM		5/16"		3/8"		1/2"	
		NÚMERO DE ALAM	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	NÚMERO DE ALAM	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	NÚMERO DE ALAM	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	NÚMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	NÚMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA EN TON	NÚMERO DE TORONES	CAPACIDAD ULTIMA EN TON
3/4"	A	14	9.7	3	10.5	2	12.3	1	6.0	1	8.4		
	C	2-7	9.7										
1"	A	28	19.4	6	20.6	3	18.5					1	16.8
	C	4-7	19.4					2	14.1				
1 1/2"	A	70	48.4	14	48.1	8	49.3						
	C	10-7	48.4	2-7	48.1			7	49.2	3	47.6		
2"	A	133	91.9	24	82.5	14	86.2						
	C	19-7	91.9	3-7	72.2	2-7	86.2	12	84.6	9	83.7	4	67.1



CARACTERÍSTICAS DEL ANCLAJE

DIÁMETRO Ø (MM)	MATERIAL SUJECIÓN	DIMENSIONES								
		A			L			R		
		MM	MM	MM	L-1 MM	L-2 MM	L-3 MM	R-2 MM	R-3 MM	
191	A	80	10	10	80	150	200	80	110	
	C	80	10	10	80	130	200	80	110	
254	A	100	20	10	100	200	230	80	130	
	C	80	20	10	80	130	230	80	130	
381	A	150	30	15	130	250	400	70	220	
	C	80	30	15	80	200	400	80	290	
508	A	200	40	25	200	400	600	140	360	
	C	80	40	25	80	250	600	130	480	

○ A  
HAZ DE ALAMBRES, TORÓN O CABLE INDIVIDUAL, EN PERFORACIÓN CENTRAL

○ B  
HAZES DE 7 ALAMBRES TORONES O CABLES INDIVIDUALES EN PERFORACIONES MÚLTIPLES



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

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

TRABE DE CONCRETO PRESFORZADO  
DE 15.00 M. DE CLARO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

## DESCRIPCION.

La presente trabe, que formará un grupo de cinco, sobre las que se apoyará una losa de concreto reforzado, (Véase Plano Gral. ), de 15.00 m. de claro, con 8.40 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m, será diseñada para formar la superestructura de un puente carretero que soportará una carga viva tipo HS-20 en dos fajas de circulación.

La trabe en cuestión será de concreto preesforzado, pretensado, con  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$  y torones de  $5/16" \varnothing$ .

## DATOS PARA EL PROYECTO

Claro = 15.00 m

Longitud total = 15.50 m

Ancho de la calzada = 8.40 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 10.00 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Bombeo de 0.08 m (perfil a 2 aguas con 2% de pendiente)

Esviojamiento =  $32^{\circ}28'$  izquierdo.

Espesor del asfalto = 0.03 m

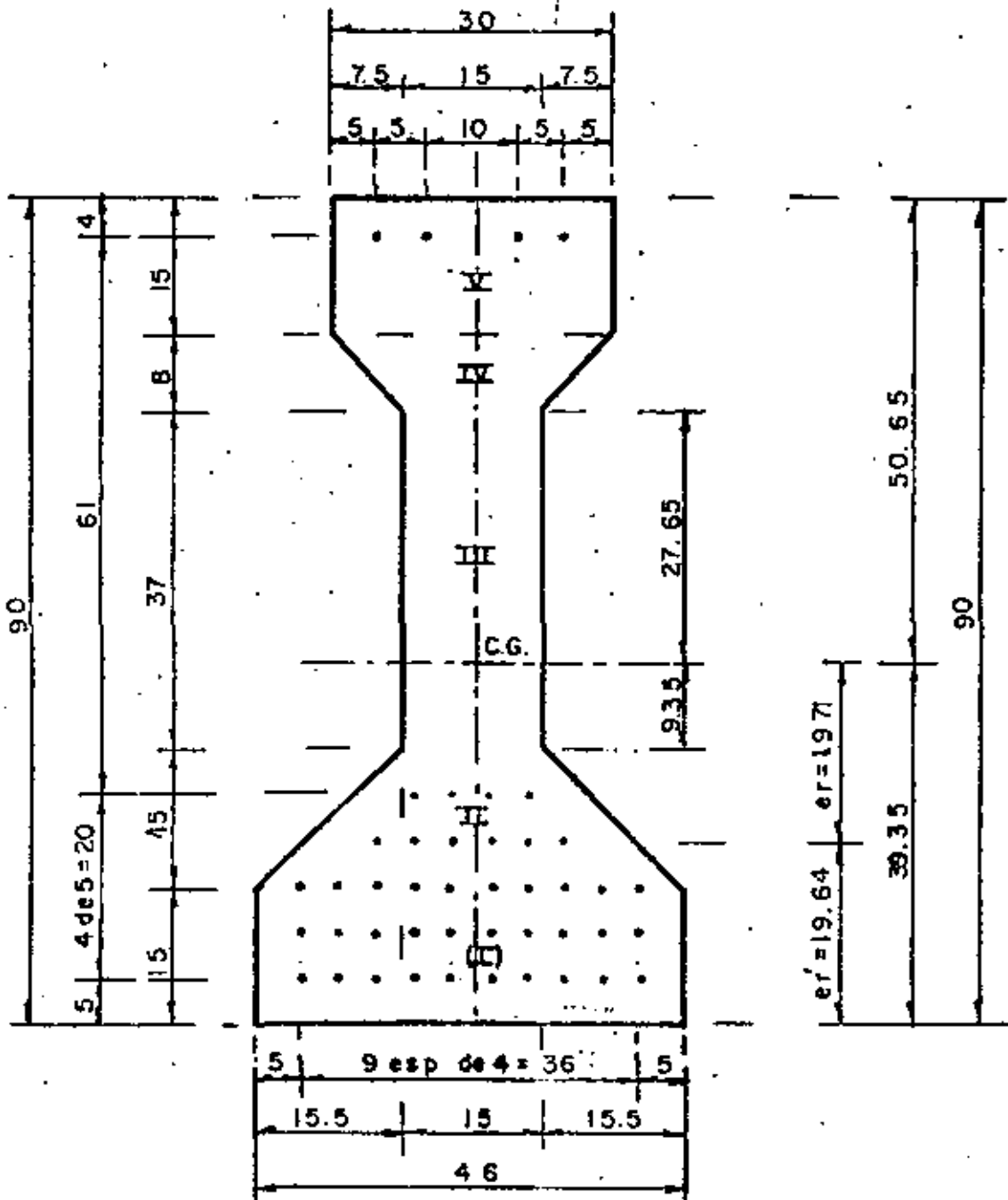
Número de trabes = 5

Parapeto con pilastras de concreto y defensa de lámina galvanizada, calibre 12

Carga móvil: camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

## DIMENSIONAMIENTO PROPUESTO DE UNA TRABE " I "

(Véase Plano General. )



SECCION NORMAL AL C

DATOS PARA LA TRABE PREESFORZADA. -

$$\text{Concreto de } f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de preesfuerza: (Datos CAMESA)

$$\text{Torón de } 5/16'' \text{ } \phi \text{ con } f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area del torón} = 0.372 \text{ cm}^2$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA SIMPLE

1. - Centro de Gravedad

Los brazos serán a la parte inferior de la viga y en el eje de simetría respectivamente.

$$A_I = 15 \times 46 = 690 \text{ cm}^2$$

$$B_I = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_I = 690 \times 7.5 = 5175 \text{ cm}^3$$

$$A_{II} = (46 \times 15) \times 0.5 \times 15 = 457.5 \text{ cm}^2$$

$$B_{II} = 15 + \left( \frac{15}{3} \cdot \frac{46 + 2 \times 15}{46 + 15} \right) = 21.23 \text{ cm}$$

$$M_{II} = 457.5 \times 21.23 = 9712.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{III} = 37 \times 15 = 555 \text{ cm}^2$$

$$B_{III} = 30 + 37 \times 0.5 = 48.5 \text{ cm}$$

$$M_{III} = 555 \times 48.5 = 26917.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{IV} = (15 + 30) 0.5 \times 0.8 = 180 \text{ cm}^2$$

$$B_{IV} = 67 + \frac{8}{3} \left( \frac{15 + 2 \times 30}{15 + 30} \right) = 71.444 \text{ cm}$$

$$M_{IV} = 180 \times 71.444 = 12860 \text{ cm}^3$$

$$A_V = 15 \times 30 = 450 \text{ cm}^2$$

$$B_V = 90 - 7.5 = 82.5 \text{ cm}$$

$$M_V = 450 \times 82.5 = 37125 \text{ cm}^3$$

$$A = A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV} + A_V = 690 + 457.5 + 555 + 180 + 450$$

$$A = 2332.5 \text{ cm}^2$$

$$M = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV} + M_V = 5175 + 9712.5 + 26917.5 + 12860 + 37125$$

$$M = 91790 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{91790}{2332.5} = 39.35 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s = 90 - 39.35 = 50.65 \text{ cm}$$

2. - Momentos de inercia de la viga simple.

$$I_{xxI} = \frac{46 \times 15^3}{12} + 690 \times 31.85^2 = 712889 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{h^3 (8^2 + 48b + b^2)}{36(8+b)} + 457.5 \times 18.12^2$$

$$I_{xxII} = \frac{15^3 (46^2 + 4 \times 46 \times 15 + 15^2)}{36(46+15)} + 150213 = 158053 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{15 \times 37^3}{12} + 555 \times 9.15^2 = 109782 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = \frac{8^3 (30^2 + 4 \times 30 \times 15 + 15^2)}{36(30+15)} + 180 \times 32.094^2 = 186329 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = \frac{30 \times 15^3}{12} + 450 \times 43.15^2 = 846303 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV}$$

$$I_{xxTOT} = 712889 + 158053 + 109782 + 186329 + 846303 = 2013356 \text{ cm}^4$$

### 3. - Módulos de Sección

$$S_s = \frac{I_{xxTOT}}{Y_s} = \frac{2013356}{50.65} = 39750 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{xxTOT}}{Y_i} = \frac{2013356}{39.35} = 51165 \text{ cm}^3$$

### ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO. - (Según DDF - 75)

a). - Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

$f'_{ci}$ , es la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado y vale:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

En compresión se tiene:

$$0.60 f'_{ci} = 0.60 \times 280 = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y, en tensión: } \sqrt{f'_{ci}} = \sqrt{280} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b). - Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'_c = 0.45 \times 350 = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{350} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$$

### ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFUERZO.

$$f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.372 \text{ cm}^2 \text{ (torón de } 5/16'' \text{ } \phi)$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.372 = 6696 \text{ Kg}$$

a). - Debido a la fuerza aplicada por el gato.

$$f_g = 0.80 f_{sr} = 0.80 \times 18000 = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_g = f_g \times A = 14400 \times 0.372 = 5357 \text{ Kg}$$

b). - Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_i = 0.70 f_{sr} = 0.70 \times 18000 = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_i = f_i \times A = 12600 \times 0.372 = 4687 \text{ Kg.}$$

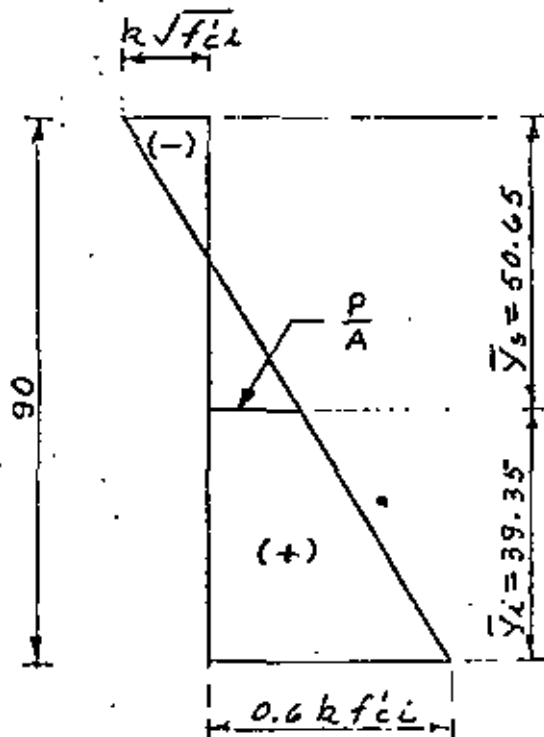
c). - Preesfuerzo efectivo.

El Reglamento DDF - 75 indica que el elementos pretensados la suma de p érdida de preesfuerzo serán del orden del 20% del preesfuerzo inicial, por lo tanto, el preesfuerzo efectivo tendrá un valor de:

$$f_e = 0.80 f_i = 0.80 \times 12600 = 10080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = f_e \times A = 10080 \times 0.372 = 3750 \text{ Kg.}$$

DIAGRAMA DEL PREEsfuerzo MÁXIMO PERMISIBLE.





Como la relación del preesfuerzo efectivo respecto al preesfuerzo inicial vale 0.80, éste será el valor de "K", entonces:

$$f_{\text{preesf (-)}} = K \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{preesf (+)}} = 0.60 K f'_{ci} = 0.60 \times 0.80 \times 280 = 134.40 \text{ Kg/cm}^2$$

#### DETERMINACION DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.

En la figura anterior por triángulos semejantes, se obtiene:

$$\frac{13.39 + 134.40}{90} = \frac{P/A + 13.39}{50.65} \quad \therefore A = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[ \frac{(13.39 + 134.40) \cdot 50.65}{90} - 13.39 \right] 2332.50$$

$$P = 162769 \text{ Kg.}$$

#### DETERMINACION DEL NUMERO DE TORONES

$$N = \frac{P}{F_e} = \frac{162769}{3750} = 43.40$$

Se distribuirán 44 torones, por lo tanto, el valor efectivo de la fuerza de preesfuerzo es:

$$P_e = N \times F_e = 44 \times 3750 = 165000 \text{ Kg.}$$

#### EXCENTRICIDAD TEORICA

$$f_{\text{preesf (+)}} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_t}{S_i}$$

Despejando  $e_t$ , se obtiene:

$$e_t = \left( f_{\text{preesf (+)}} - \frac{P_e}{A} \right) \frac{S_i}{P_e}$$

Sustituyendo valores, resulta:

$$e_t = \left( 134.40 - \frac{165000}{2332.50} \right) \frac{51164}{165000} = 19.74 \text{ cm.}$$

Entonces,

$$e_t = 39.35 - 19.74 = 19.61 \text{ cm}$$

EXCENTRICIDAD REAL (Véase hoja 2)

$$e_R = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + 4(25) + 4(86)}{44} = 19.64 \text{ cm}$$

Entonces,

$$e_R = 39.35 - 19.64 = 19.71 \text{ cm.}$$

La excentricidad real ( $e_R = 19.71 \text{ cm}$ ), difiere de la excentricidad teórica ( $e_t = 19.74 \text{ cm}$ ), en  $0.03 \text{ cm}$ , por lo tanto, podemos decir que la posición de los torones es correcta y aceptable.

PREESFUERZO REAL.

a) En la fibra inferior (compresión)

$$f_{inf} = \frac{Pe}{A} + \frac{Pe \times e_R}{S_i} = \frac{165000}{2332.5} + \frac{165000 \times 19.71}{51164} = 70.74 + 63.56$$

$$f_{inf} = 134.30 \text{ Kg/cm}^2 < 134.40 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

b) En la fibra superior (tensión)

$$f_{sup} = \frac{Pe}{A} - \frac{Pe \times e_R}{S_s} = \frac{165000}{2332.5} - \frac{165000 \times 19.71}{39750} = 70.74 - 81.81$$

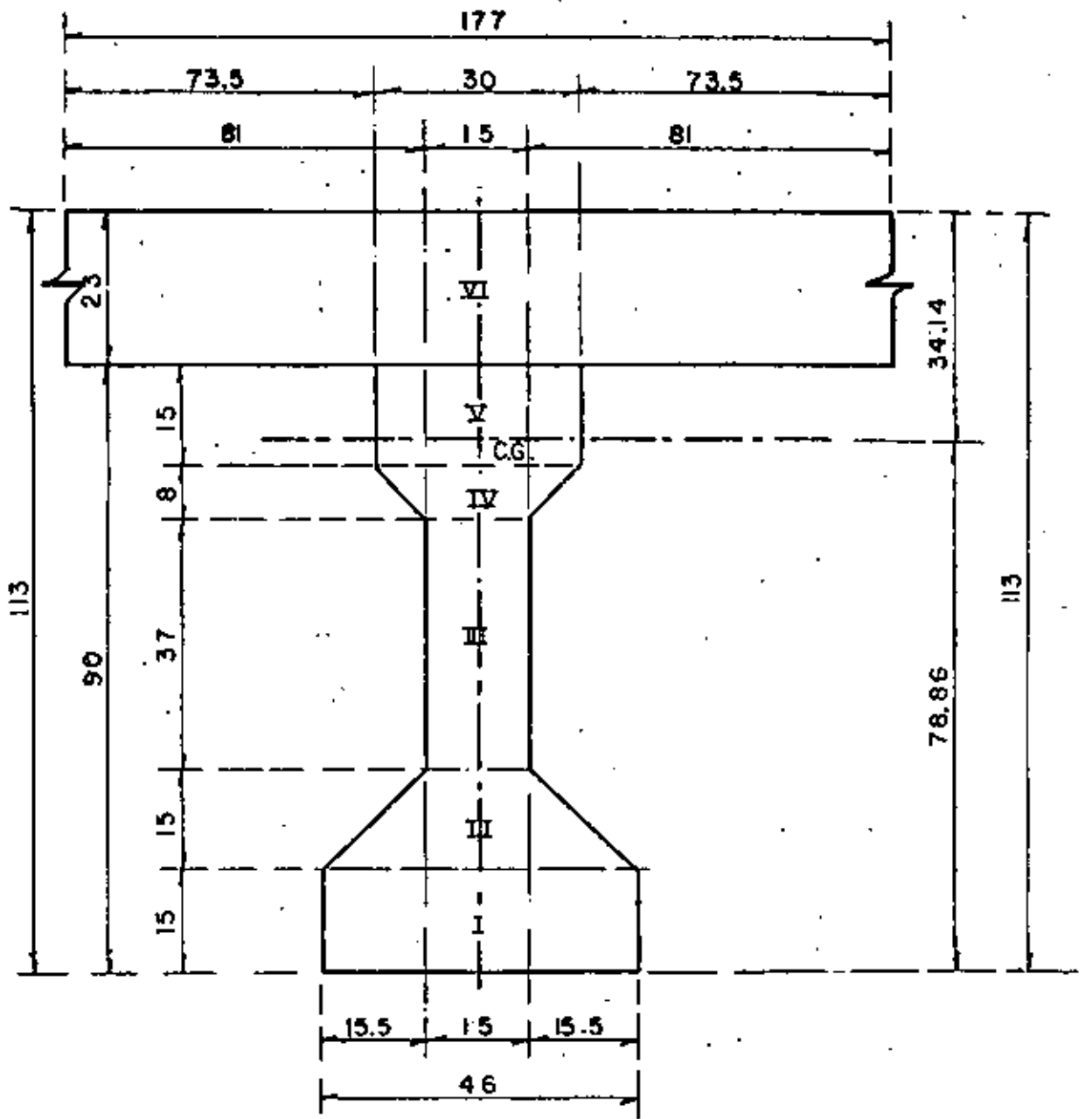
$$f_{sup} = - 11.08 \text{ Kg/cm}^2 < 13.39 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN COMPUESTA.

Esta sección la mostramos en la hoja siguiente ( hoja núm. )

Debe tomarse en cuenta que el concreto de la losa, ( $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ )

es diferente al concreto de la trabe ( $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ )



SECCION COMPUESTA AL Q

Para calcular las propiedades de la sección compuesta haremos teóricamente la transformación de la losa a un concreto de  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ , de acuerdo con el Reglamento DDF - 75, esto es:

$$m = \frac{E_L}{E_T} = \frac{15000 \sqrt{f'_c}}{1500 \sqrt{f'_c}} = \frac{250}{350} = 0.845$$

Por lo tanto, el ancho "b" de la losa quedará transformado a un ancho efectivo  $b'$  de:

$$b' = 210 \times 0.845 = 177 \text{ cm.}$$

### CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION TRANSFORMADA

a) Centro de gravedad.

$$\text{Area de la trabe simple} = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de la trabe simple} = 91790 \text{ cm}^3$$

$$A_{VI} = 177 \times 23 = 4071 \text{ cm}^2$$

$$B_{VI} = 90 + 23 \times 0.5 = 101.5 \text{ cm}$$

$$M_{VI} = 4071 \times 101.5 = 413207 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\Sigma A' = 2332.50 + 4071 = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma M' = 91790 + 413207 = 504997 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i' = \frac{\Sigma M'}{\Sigma A'} = \frac{504997}{6403.5} = 78.86 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s' = 113 - 78.86 = 34.14 \text{ cm}$$

### MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION TRANSFORMADA.

$$I_{xxI} = 12937.50 + 690 (78.86 - 7.5)^2 = 12937.50 + 690 \times 71.36^2 = 3526 590 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = 7840 + 457.5 (78.86 - 21.23)^2 = 7840 + 457.5 \times 57.63^2 = 1527 297 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = 63316.25 + 555 (78.86 - 48.5)^2 = 63316.25 + 555 \times 30.36^2 = 574 876 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = 924.44 + 180 (78.86 - 71.444)^2 = 924.44 + 180 (7.416)^2 = 10 824 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = 8437.50 + 450 (82.50 - 78.86)^2 = 8437.50 + 450 (3.64)^2 = 14400 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxVI} = 2153559 + 4071 (34.14 - 11.50)^2 = 2153559 + 4071 (22.64)^2 = 4240230 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV} + I_{xxVI}$$

$$I_{xxTOT} = 3\,526\,590 + 1\,527\,297 + 574\,876 + 10\,824 + 14\,400 + 4\,240\,230$$

$$I_{xxTOT} = 9\,894\,217 \text{ cm}^4$$

#### MODULOS DE SECCION

$$S'_s = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_s} = \frac{9\,894\,217}{34.14} = 289\,813 \text{ cm}^3$$

$$S'_i = \frac{I_{xxTOT}}{\bar{Y}'_i} = \frac{9\,894\,217}{78.86} = 125\,466 \text{ cm}^3$$

#### CARGA MUERTA UNIFORME EN LA SECCION TRANSFORMADA

$$\text{Area real} = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{pp} = 0.64035 \times 2400 = 1537 \text{ Kg/m}$$

Existen dos lugares donde se producen los esfuerzos críticos y son las fibras superiores e inferiores de la viga.

Los esfuerzos en la fibra inferior se pueden calcular directamente.

Los esfuerzos en la fibra superior de la trabe son menores que en la fibra superior de la losa.

Como el cálculo nos está proporcionando los esfuerzos en la fibra superior de la losa necesitamos una relación para obtenerlos en la fibra superior de la trabe. Este esfuerzo debe ser el mayor de los esfuerzos de compresión de la estructura, porque la viga solo soporta su propio peso más el peso de la losa y, además, contribuye a soportar cargas móviles por la acción compuesta.

De acuerdo con lo anterior obtenemos la relación siguiente.

$$\frac{f_s \text{ Losa}}{34.14} = \frac{f_s \text{ TRABE}}{34.14-23}$$

de donde:

$$f_{s,TRABE} = \frac{11.14}{34.14} f_{s,LOSA} = 0.326 f_{s,LOSA}$$

Dividiendo el valor entre "m", se obtiene:

$$f_{s,TRABE} = \frac{0.326}{0.845} f_{s,LOSA} = 0.386 f_{s,LOSA}$$

expresión que da el valor del esfuerzo real en la trabe.

El momento por peso propio es:

$$M_{pp} = \frac{\omega_{pp} \times L^2}{8} = \frac{1537 \times 15^2}{8} = 43228.13 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{pp} = 4322813 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Debido a que el peso de la losa y el peso de la trabe es soportada únicamente por ésta última, los esfuerzos deben calcularse dividiendo el momento flexionante de la carga muerta entre el momento resistente de la trabe sola, o sea:

$$f_s(pp) = \frac{M_{pp}}{S_s} = \frac{4322813}{39750} = + 108.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_i(pp) = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{4322813}{51164} = - 84.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (f)$$

#### CARGA POR ASFALTO Y PARAPETO

$$\omega_{asf} = 0.03 \times 7.50 \times 2200 = 495 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{parap} = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\text{TOT} = \frac{495 + 120}{5} = 615 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga total por trabe} = \frac{615}{5} = 123 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{123 \times 15^2}{8} = 3459.38 \text{ Kg} \cdot \text{m} = 345938 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto:

$$f_s(A+P) = \frac{M}{S_s} \times 0.386 = \frac{345938}{289813} \times 0.386 = +0.461 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp)}$$

$$f_i(A+P) = \frac{M}{S_i} = \frac{345938}{125466} = -2.76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tensión)}$$

### CARGA VIVA.

Del Apéndice "A", pág 163, de las Especificaciones de Puentes para Caminos, Edición Nov. 1964, y , para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación e interpolando, se tiene:

$$S_1 : \quad L = 14.63 \text{ m}, \quad M = 81864 \text{ Kg - m}, \quad R = 26308 \text{ Kg}$$

$$L = 15.24 \text{ m}, \quad M = 86813 \text{ Kg - m}, \quad R = 26535 \text{ Kg}$$

de donde,  $S_1 \quad L = 15.00 \text{ m}$ , se tiene:

$$M_f = 86813 - \frac{4949 \times 0.24}{0.61} = 84866 \text{ Kg - m/faja}$$

$$R_f = 26535 - \frac{227 \times 0.24}{0.61} = 26446 \text{ Kg / faja}$$

o sea,

$$M_r = 42433 \text{ Kg - m / rueda}$$

$$R_r = 13223 \text{ Kg / rueda}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{15.00+38.10} = 0.287 < 0.30, \text{ bien}$$

### FACTOR DE CONCENTRACIÓN

Las Especificaciones AASHO, pág. 29, secc. 3, parte 1.3.1, inciso "b", nos dice que para



vigas Longitudinales de concreto en un puente de dos o más fajas de circulación, la fracción de carga de las ruedas que soporta cada viga es:

$$F_c = \frac{S}{5.50}$$

siendo "s" la separación entre dos ejes de las trabes, en pies.

Para nuestro caso, se tiene:

$$S = 2.10 \times 3.28 = 6.89 \text{ pies}$$

de donde:

$$F_c = \frac{6.89}{5.50} = 1.253$$

Por otra parte, como una vía de tránsito soporta las dos ruedas de ambos ejes, delantero y posterior, para obtener la carga que incide en la viga debemos dividir entre dos la carga del carril de tránsito, es decir:

$$M_{cv+l} = M_r \times l \times F_c$$

$$M_{cv+l} = 42433 \times 1.287 \times 1.253 = 6842792 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$R_{cv+l} = R_r \times l \times F_c$$

$$R_{cv+l} = 13223 \times 1.287 \times 1.253 = 21324 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$f_{sup(cv+l)} = \frac{M_{cv+l}}{S_i^2} \times 0.386 = \frac{6842792}{289813} \times 0.386$$

$$f_{sup(cv+l)} = +9.11 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp.)}$$

$$f_{inf(cv+l)} = \frac{M_{cv+l}}{S_i} = \frac{6842792}{125466} = -54.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tens.)}$$

RESUMEN DE LOS ESFUERZOS NETOS EN LA TRABE.

ESFUERZOS	FIBRA SUPERIOR (Kg / cm <sup>2</sup> )	FIBRA INFERIOR (Kg / cm <sup>2</sup> )
Por peso propio	+ 108.75	- 84.50
Por asfalto y parapeto	+ 0.46	- 2.76
Por carga viva más impacto	+ 9.11	- 54.54
Esfuerzos totales por flexión	+ 118.32	- 141.80
Por compresión previa	- 11.08	+ 134.80
Esfuerzos netos en la trabe	+ 119.51	- 30.56

De acuerdo con la tabla, se tiene:

En la fibra superior (Compresión)

$$f_{sup} = 119.51 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En la fibra inferior (Tensión)

$$f_{inf} = 30.56 \text{ Kg/cm}^2 < 37.40 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En conclusión, se acepta el preesfuerzo y dimensiones de la viga propuestos.

PREESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.

$$P_i = n \times F_i = 44 \times 4687 = 206\,228 \text{ Kg.}$$

$$e_R = 19.71 \text{ cm.}$$

$$f_{inf} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_R}{S_j} \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{inf} = \frac{206228}{2332.50} + \frac{206228 \times 19.71}{51164} = 167.86 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$167.86 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

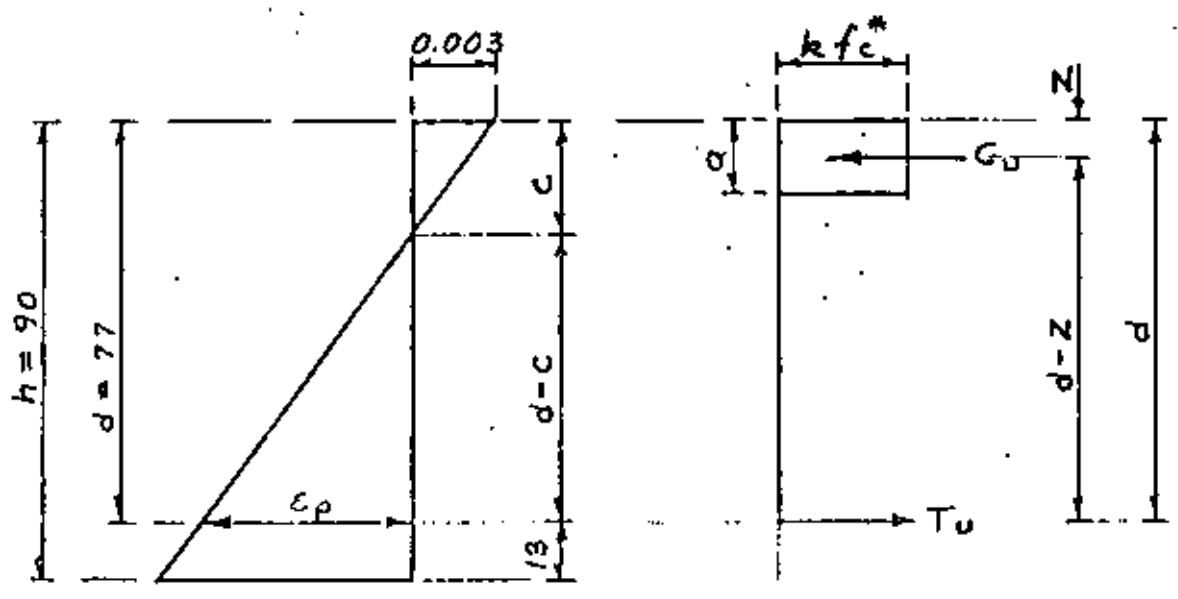
$$f_{sup} = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_R}{S_s} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_{sup} = \frac{206\,228}{2332.50} - \frac{206228 \times 19.71}{39750} = -13.84 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$-13.84 \text{ Kg/cm}^2 < 16.73 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.



18

En la parte inferior y antes del eje neutro únicamente tenemos 40 torones. El centro de gravedad de dichas torones se encuentra a :

$$\bar{Y}_s = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + \sqrt{4 \times (25)}}{40} = 13 \text{ cm.}$$

La fuerza de tensión,  $T_u$ , vale:

$$T_u = 40 \times f_{sr} = 40 \times 6696 = 267840 \text{ Kg.}$$

Por otro parte, según el Reglamento DDF-75:

$$a = 0.80 C$$

$$f_c^* = 0.70 f_c \text{ (Para diseño)}$$

$$f_c^* = 0.70 \times 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.85 \text{ para } f_c^* \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \left( 1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) \text{ para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

En nuestro caso,  $k = 0.85$

La fuerza de compresión,  $C_u$ , vale:

$C_u = k f_c^* a b$ , y como  $T_u = C_u$  tendremos que:

$$267840 = k f_c^* a b$$

Sustituyendo valores y despejando "a", obtenemos:

$$a = \frac{267840}{0.85 \times 245 \times 210} = 6.12 \text{ cm}$$

Entonces:

$$c = \frac{a}{0.80} = \frac{6.12}{0.80} = 7.65 \text{ cm.}$$

$$z = 0.5 \times a = 0.5 \times 6.12 = 3.06 \text{ cm.}$$

$$d = h - \bar{Y}_s = 113 - 13 = 100 \text{ cm.}$$

$$d-c = 100 - 7.65 = 92.35 \text{ cm.}$$

$$d-z = 100 - 3.06 = 96.94 \text{ cm.}$$

En la figura anterior, por triángulos semejantes, se tiene:

$$\frac{E_p}{d-c} = \frac{0.003}{c}$$

$$E_p = \frac{0.003 \times 92.35}{7.65} = 0.0362$$

Este valor corresponde a la deformación unitaria inicial, debida al preesfuerzo. La deformación unitaria debido a la fuerza de gateo es:

$$E_g = \frac{f_e}{E} = \frac{10080}{2100000} = 0.0048$$

Entonces, la deformación unitaria de tensado,  $E_t$ , valdrá:

$$E_t = E_p + E_g = 0.0362 + 0.0048 = 0.0410$$

Por otra parte, según las gráficas Esfuerzo - Deformación, (proporcionadas por CAMESA), la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) correspondiente al límite convencional de fluencia, para el torón de  $5/16" \varnothing$  es:

$$E_b = 0.011$$

Las Especificaciones DDF -75 nos dicen que: La falla balanceada se presenta cuando el acero tiene la deformación de 0.011 y la condición de acero máximo debe ser igual o menor que el 75% de la condición balanceada, es decir:

$$E_b = \frac{0.011}{0.75} = \underline{0.0147} < E_t = 0.041 \therefore \text{bien}$$

Con esta desigualdad podemos decir que al presentarse la resistencia a flexión en la sección compuesta pretensada, el acero de preesfuerzo fluye y se tiene en consecuencia una sección <sup>b</sup> reforzada, considerada <sup>ACEPTABLE</sup> ideal, según el Reglamento DDF - 75

#### COMPROBACION A LO ANTERIOR

Según DDF - 75 :

- a) Por ser trabe de puente el factor de carga,  $f_c$ , será de 1.4 para acciones permanen-

tes y variables.

b). El factor de reducción de resistencia, para flexión, se considera del 90%, es decir,

$$F_R = 0.90$$

El momento actuante último, es:

$$M_{AU} = F_c \times M_T$$

$$M_T = M_{CM} + M_{CV+I} = 4\,322\,813 + 345\,938 + 6\,842\,792$$

$$M_T = 11\,511\,543 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 1.4 \times 11\,511\,543 = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{RU} = F_R \cdot T_u (d - z)$$

$$M_{RU} = 0.90 \times 267\,840 \times 96.94 = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_{RU} = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm.} \quad \text{bien}$$

ANÁLISIS DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

a) Por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{(1537 + 123) \times 15.00}{2} = 12\,450 \text{ Kg.}$$

b) Por carga viva más impacto.

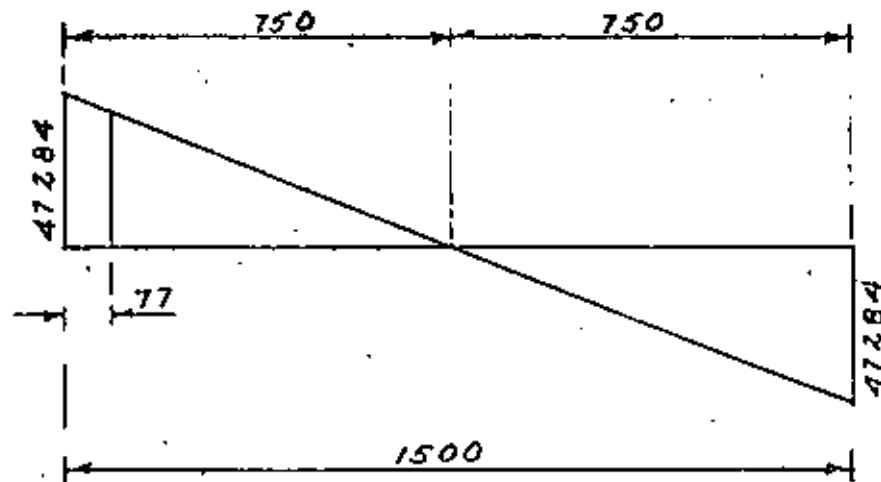
$$V_{CV+I} = 21\,324 \text{ Kg.}$$

c) Fuerza cortante total en el apoyo.

$$V_{TOT} = 12\,450 + 21\,324 = 33\,774 \text{ Kg.}$$

d) La fuerza cortante última vale:

$$V_{AU} = 1.40 V_{Tot} = 1.40 \times 33774 = 47284 \text{ Kg.}$$



En esta trabe la fuerza de preesfuerzo proporciona la totalidad de la resistencia de la misma, es decir, no tenemos acero de refuerzo como auxiliar a flexión.

NOTA. - En el apoyo la viga tendrá prácticamente sección rectangular pues se bajarán los 30 cm del bulbo superior hasta interceptar los cortales del bulbo inferior.

Según DDF - 75; el cortante que proporciona el concreto, para traveses rectangulares, está dado por la expresión siguiente:

$$V_{CR} = F_R b d_f \left( 0.15 \sqrt{f'_c} + \frac{50 V d_f}{M} \right) \quad (1)$$

El mismo reglamento establece que para este caso:

1)  $F_R = 0.80$

2) La ecuación (1) es válida si:

a)  $h \leq 100 \text{ cm.}$

b)  $\frac{h}{l} \leq 6$

En nuestro caso:

$$a) h = 90 \text{ cm} < 100, \text{ bien}$$

$$b) \frac{h}{b} = 90 = 3 < 6, \text{ bien}$$

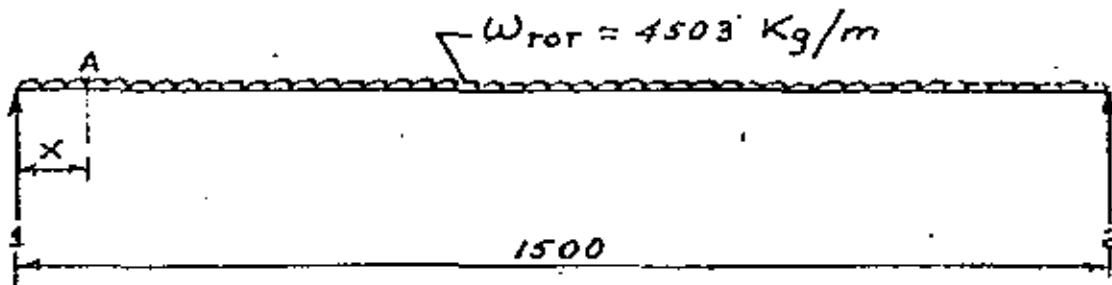
ANALISIS DE LA SECCION CRITICA A UN PERALTE DEL EJE DE APOYOS.

$$d = h - \bar{Y}_s = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$$

$$\omega_{CM} = 1537 + 123 = 1660 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{CV+I} = \frac{21324 \times 2}{15} = 2843 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{TOT} = \omega_{CM} + \omega_{CV+I} = 1660 + 2843 = 4503 \text{ Kg/m.}$$



El momento flexionante en el punto "A", es:

$$M_A = \frac{\omega_{TOT} L X}{2} - \frac{\omega_{TOT} X^2}{2}$$



$$M_A = \frac{4503 \times 15 \times 0.77}{2} - \frac{4503 \times 0.77^2}{2} = 24670 \text{ Kg - m}$$

$$M_A = 2467000 \text{ Kg - cm}$$

La fuerza cortante en el punto "A" tiene un valor de :

$$V_A = \frac{\omega_{TOT} L}{2} - \omega_{TOT} X$$

$$V_A = \frac{4503 \times 15}{2} - 4503 \times 0.77 = 30305 \text{ Kg.}$$

$$V_{AU} = 1.40 V_A = 1.40 \times 30305 = 42427 \text{ Kg.}$$

Recordando los términos de la ecuación (1), (hoja 21)

$$F_R = 0.80$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$d_t = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$  (Distancia de la fibra extrema superior al centro de gravedad de los cables en compresión, en este caso 40)

$$f_c^* = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación (1) se tiene:

$$V_{CR} = 0.80 \times 30 \times 77 \left( 0.15 \sqrt{245} + \frac{50 \times 30305 \times 77}{2467000} \right)$$

$$V_{CR} = 91738 \text{ Kg.}$$

El cortante mínimo vale:

$$V_{CR_{\text{mín}}} = 0.50 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\text{mín}}} = 0.50 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 14463 \text{ Kg.}$$

El cortante máximo vale:

$$V_{CR_{\text{máx.}}} = 1.30 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\text{máx}}} = 1.30 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 37604 \text{ Kg.}$$

Para fines de diseño, este cortante máximo deberá tomarse para cualquier sección de la trabe.

Por otra parte, en la sección crítica teníamos un cortante último que vale:

$V_{AU} = 42427$  Kg, que es mayor que  $V_{CR_{m\acute{a}x}} = 37604$  Kg. y por lo tanto, la diferencia la cubriremos con estribos, es decir:

$$V_E = V_{AU} - V_{CR_{m\acute{a}x}} = 42427 - 37604 = 4823 \text{ Kg.}$$

Considerando estribos de dos ramas de  $3/8"$   $\phi$ , la separación será:

$$S = \frac{2 a_s f_s J d}{V_E} = \frac{2 \times 0.71 \times 1800 \times 0.90 \times 77}{4823} = 37 \text{ cm}$$

Pero según DDF - 75, la separación se limitará a poner la separación mínimo especificada y que está dado por la expresión siguiente:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{F_R a_v f_y^*}{3.5 b}$$

$$\text{donde: } f_y^* = 0.90 f_y = 0.90 \times 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{0.80 \times 1.42 \times 2277}{3.5 \times 30} = 24 \text{ cm.}$$

En conclusión, se colocarán estribos de  $3/8"$   $\phi$  de dos ramas a cada 24 cm. y en toda la longitud de la trabe.

#### REVISION DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL.

Esta revisión se efectúa en el plano de unión de la trabe preesforzada y la losa.

Según el Reglamento DDF - 75 :

$$V_h = \frac{V_v}{F_R b d} = \frac{42427}{0.80 \times 30 \times 77} = 22.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Al exigir al contratista que la trabe prefabricada tenga en la superficie superior una rugosidad mínima de 5mm, entonces el Reglamento DDF - 75 admite un esfuerzo permisible  $V_{C_{perm}} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo con esto:  $V_h < V_{C_{perm}}$ , por lo tanto, requeriremos conectores únicamente por especificación.

El área mínima de conectores, por metro lineal, está dada por la expresión siguiente:

$$A_{\min} = \frac{3}{f_y} (100 b) = \frac{3 \times 100 \times 30}{2277} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando conectores de  $3/8" \phi$  de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 100}{3.95} = 36 \text{ cm.}$$

En la práctica es común prolongar los estribos de la tensión diagonal a la losa para que sirvan de conectores. Por lo tanto, los conectores serán los mismos estribos a cada 24 cm. prolongados a la losa y en toda la longitud de la trabe. Tales estribos sobresaldrán de la parte superior de la trabe, 10 cm.

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

ELEMENTO DE LOSA ALIGERADA DE CONCRETO  
PRESFORZADO PARA PUENTE CARRETERO

ING. FILIBERTO CAMPOS SUAREZ  
NOVIEMBRE DE 1981

CALCULO ESTRUCTURAL DE UN ELEMENTO DE LOSA PLANA, ALIGERADA, DE CONCRETO PREESFORZADO A FLEXION, PARA PUENTE CARRETERO.

1.- DATOS PARA EL PROYECTO.

Claro por cada tramo = 6.80 m

Longitud total por tramo = 7.08 m

Ancho de la calzada = 13.00 m

Ancho de las banquetas = 1.50 m

Ancho total del puente = 16.00 m

Espesor del asfalto = 0.03 m

Esviajamiento = 0° ( Puente normal al cauce)

Bombeo de 0.16 m ( Perfil recto con 2% de pendiente)

Carga móvil HS-20 en dos fajas de circulación

Parapeto tipo con defensa de lámina galvanizada.

2.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$

$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$n = 9$

$k = 0.330$

$j = 0.890$

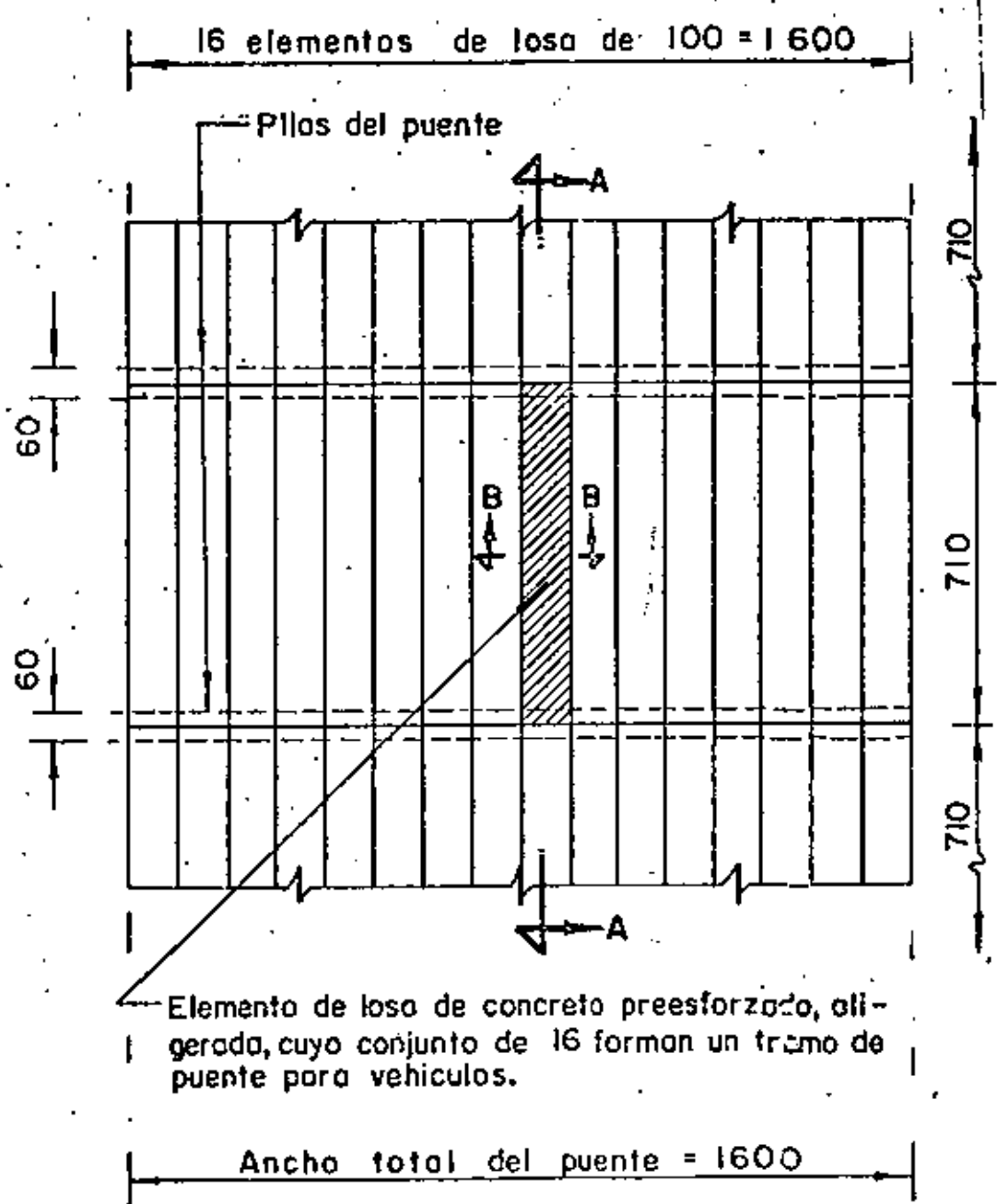
$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$

$\alpha = 0.262$

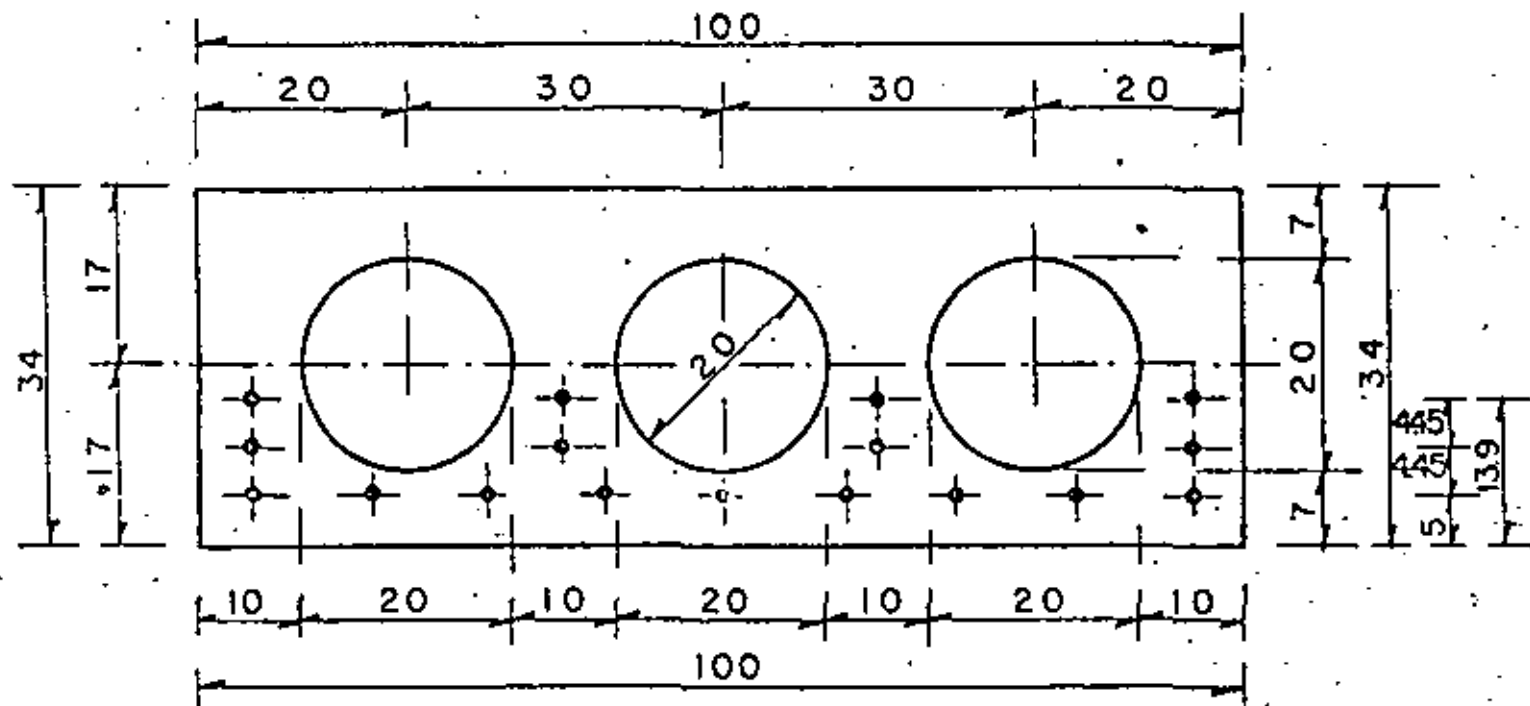
$\sqrt{\mu_{perm}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.37}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$

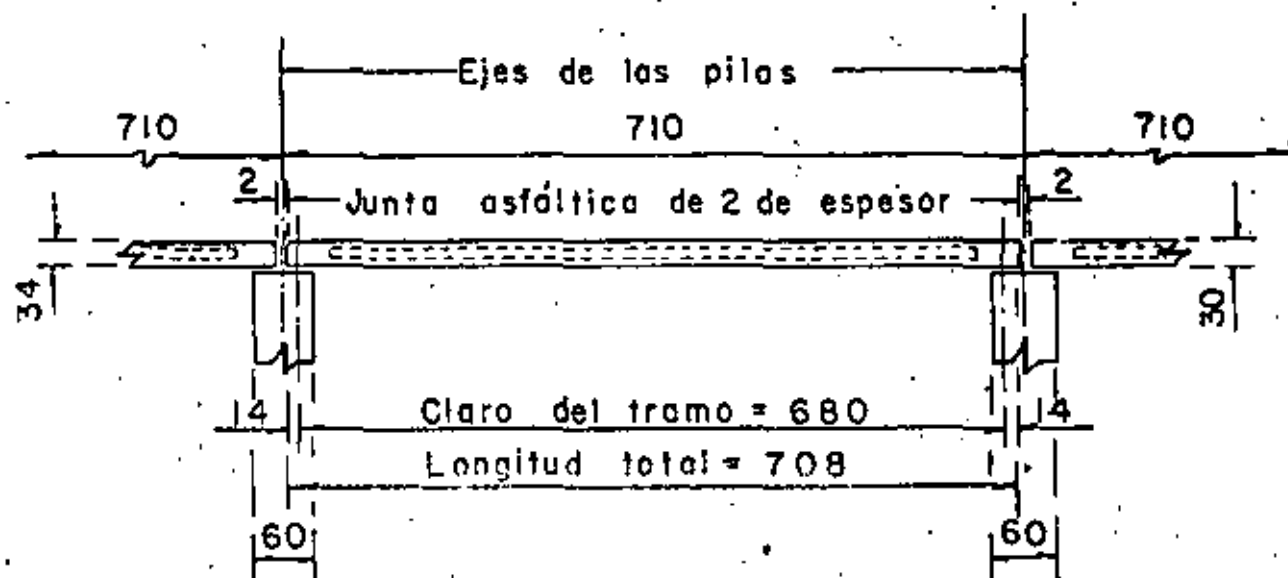
### 3.- CONDICIONES DE ESTABILIDAD



PLANTA PARCIAL DEL PUENTE



CORTE B-B



CORTE A-A



4.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL CONCRETO PREESFORZADO.

Se propone concreto de  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Se denomina  $f'_{ci}$  a la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado, y tiene un valor por especificación de:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

a).- Inmediatamente despues de la transferencia:

$$\text{En compresión } 0.60 f'_{ci} = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } \sqrt{f'_{ci}} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b).- Bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión : } 0.45 f'_c = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión } \sqrt{f'_c} = 18.71 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL ACERO DE PREESFUERZO.

Se propone torón de 7/16"  $\phi$  con una resistencia mínima a la ruptura, requerida y garantizada de 18000 Kg/cm<sup>2</sup>

$$\text{Entonces: } f_{BR} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.703 \text{ cm}^2$$

$$F_{BR} = 18000 \times 0.703 = 12654 \text{ Kg.}$$

a).- Debido a la fuerza aplicada por el gato.-

$$f_{sg} = 0.80 f_{BR} = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{sg} = 14400 \times 0.703 = 10123 \text{ Kg}$$

b).- Inmediatamente despues de la transferencia.

$$f_{si} = 0.70 f_{BR} = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{si} = 12600 \times 0.703 = 8858 \text{ Kg}$$

c).- Preesfuerzo efectivo.

$$f_{so} = 0.56 f_{BR} = 10080 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_{so} = 10080 \times 0.703 = 7086 \text{ Kg.}$$

## 6.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION.

TOMANDO EN CUENTA LA FIGURA DEL CORTE B-B, tenemos

$$A = 34 \times 100 - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^2}{4} = 2458 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = Y_S = 17.00 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{100 \times 34^3}{12} - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^4}{64} = 303971 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_S = \frac{303971}{17} = 17881 \text{ cm}^3$$

## 7.- CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA LOSA.-

a).- Por carga muerta.

$$\text{Peso del asfalto : } 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del concreto simple: } 0.10 \times 2400 = \omega_1 = \frac{240}{460} \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{460 \times 6.80^2}{8} = 2659 \text{ Kg - m}$$

b).- Por peso propio.

$$\omega_2 = 0.2458 \times 2400 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_2 = \frac{590 \times 6.80^2}{8} = 3410 \text{ Kg - m}$$

c).- POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964, para carga móvil - tipo HS-20 en cada faja de circulación, e interpolando tendremos:

$$M = 25712 \text{ Kg - m/ carril de tránsito.}$$

$$R = 20267 \text{ Kg/ carril de tránsito}$$

$$M = 12856 \text{ Kg / rueda}$$

$$R = 10134 \text{ Kg/ rueda}$$

$$\text{Impacto: } I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{6.80+38.10} = 0.339 > 0.30$$

Limitamos el valor del impacto al 30%

$$\text{Entonces: } M_{cv+I} = 12856 \times 1.30 = 16713 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$R_{cv+I} = 10134 \times 1.30 = 13174 \text{ Kg.}$$

Momento total al centro del claro:

$$M_t = 2659 + 3410 + 16713 = 22782 \text{ Kg} - \text{m}$$

8.- ESFUERZOS ACTUANTES EN LA LOSA.

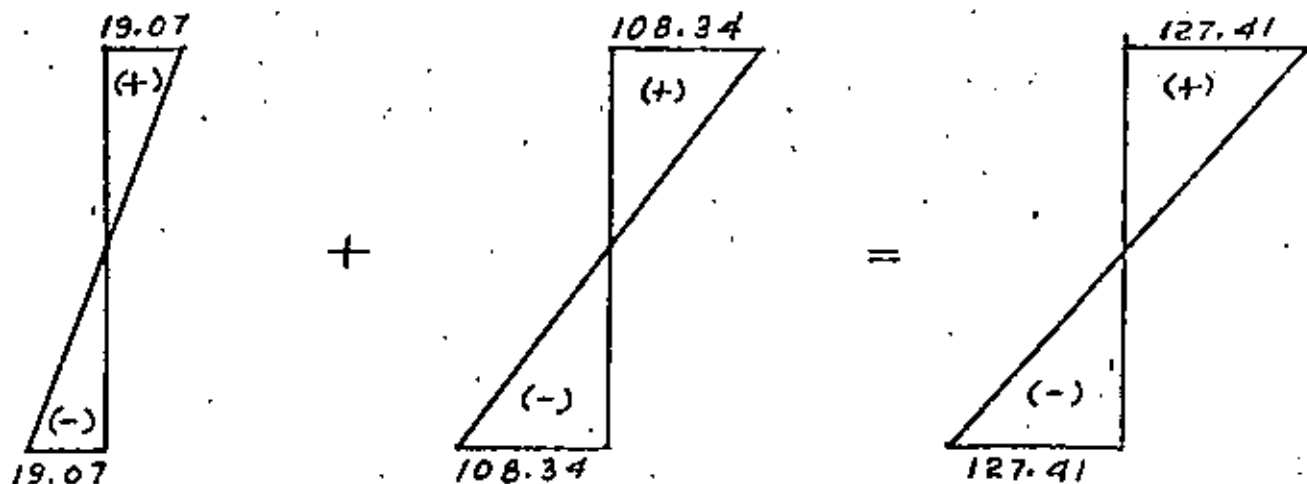
a).- Por peso propio.

$$f_i = f_s = \frac{M_2}{S} = \frac{341000}{17881} = 19.07 \text{ Kg/cm}^2$$

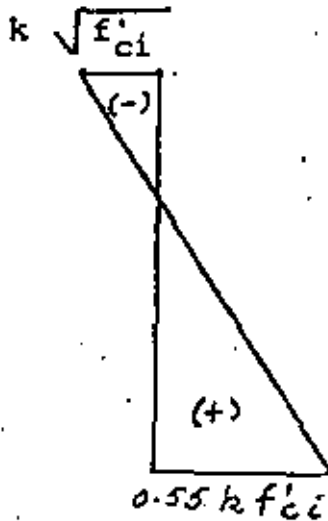
b).- Por carga muerta + carga viva + impacto

$$f_i = f_s = \frac{M_1 + M_3}{S} = \frac{1937200}{17881} = 108.34 \text{ Kg/cm}^2$$

9.- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ACTUANTES.-



## 10.- DIAGRAMA DEL PREEFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.-



$$k = \frac{f_{se}}{f_{si}} = \frac{10080}{12,600} = 0.80$$

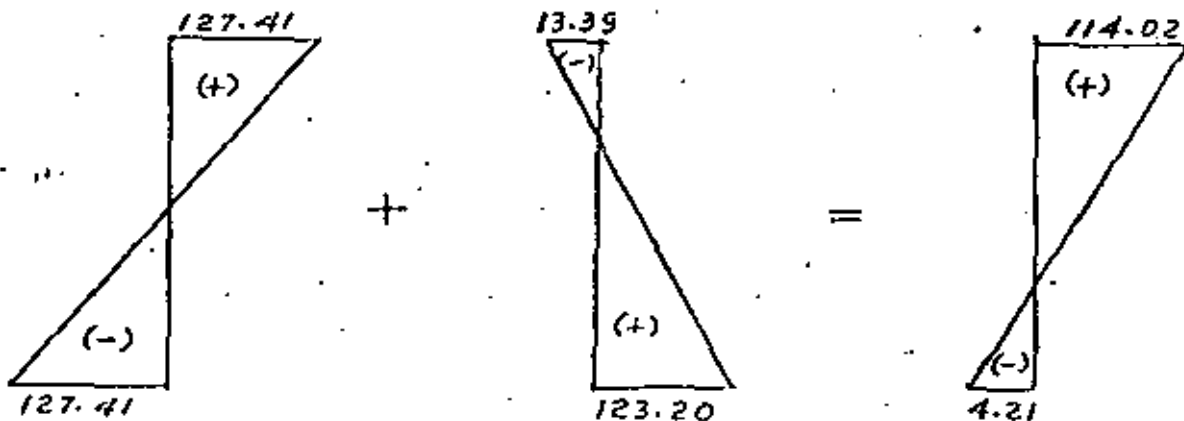
$$k\sqrt{f'_{ci}} = 0.80\sqrt{280} = 13.39 \text{ KG/cm}^2$$

$$0.55 kf'_{ci} = 0.55 \times 0.80 \times 280 \\ = 123.20 \text{ KG/cm}^2$$

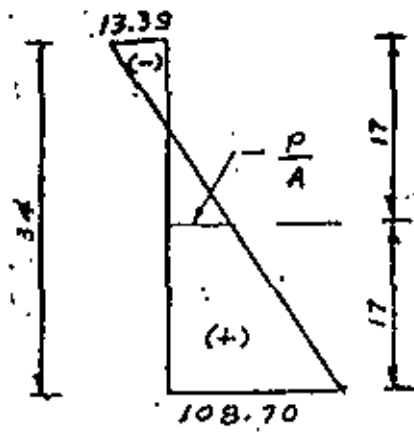
## 11.- SUMA ALGEBRAICA.

La suma algebraica de los diagramas anteriores (por esfuerzos actuantes y permisible), deberá ser igual o menor que los esfuerzos máximos permisibles bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir:

Fibra superior:	157.50 Kg/cm <sup>2</sup>	(compresion)
Fibra inferior:	18.71 Kg/cm <sup>2</sup>	(tensión)



12.- NOTA:- Si queremos obtener el preesfuerzo mínimo para la fibra inferior, podemos restar del esfuerzo actuante el esfuerzo permisible bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir:  $127.41 - 18.71 = 108.70 \text{ Kg/cm}^2$ , con lo cual el diagrama para obtener la fuerza mínima de preesfuerzo quedaría de la siguiente manera



De acuerdo con ésta figura, y por triangulos semejantes tenemos:

$$\frac{P}{A} = \left[ \frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \quad A = 2458 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[ \frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \times 2458$$

$$P = 117\,136 \text{ Kg.}$$

13.- CALCULO DEL NUMERO DE TORONES.

$$N = \frac{P}{F_{se}} = \frac{117136}{7086} = 16.53 \text{ Torones.}$$

Adoptamos 17 torones de 7/16"  $\phi$ , y por lo tanto la fuerza de preesfuerzo se modifica, quedando finalmente como sigue:

$$P' = 17 \times 7096 = 120462 \text{ Kg}$$

14.- POSICION DE LOS CABLES DE PREESFUERZO.

a).- Excentricidad teórica.

$$e_t = \frac{S}{P} \left( F' t_i - \frac{P}{A} \right)$$

$$e_t = \frac{17881}{120462} (108.70 - \frac{120462}{2458}) = 8.86 \text{ cm}$$

$$e_t = 8.86 \text{ cm}$$

$$e't = 17.00 - 8.86 = 8.14 \text{ cm}$$

b).- Excentricidad real.

$$e'r = \frac{9 \times 5 + 4 \times 9.45 + 4 \times 13.90}{17} = 8.14 \text{ cm}$$

$$e_r = 17.00 - 8.14 = 8.86 \text{ cm}$$

Al acomodar los torones en las posiciones y distancias que se muestran en la figura de la hoja núm. 3 ( corte B-B), obligamos a que la excentricidad real ( $e_r$ ) sea igual a la excentricidad teórica ( $e_t$ ).

Con esto podemos asegurar que el esfuerzo requerido para la fibra no se modifica.

$$f_i = \frac{P}{A} = \frac{P_e}{S}$$

$$f_i = \frac{120462}{2458} + \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 + 59.69$$

$$f_i = 108.70 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P_e}{S}$$

$$f_s = \frac{120462}{2458} - \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 - 59.69$$

$$f_s = -10.68 \text{ Kg/cm}^2 < -18.71 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

15.- ESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREEFUERZO.-

$$P_i = 17 F_{si} = 17 \times 8858 = 150\,586 \text{ Kg}$$

$$e = 8.86 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S} \quad (\text{Compresión}).$$

$$f_i = \frac{150\,586}{2458} + \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 + 74.62$$

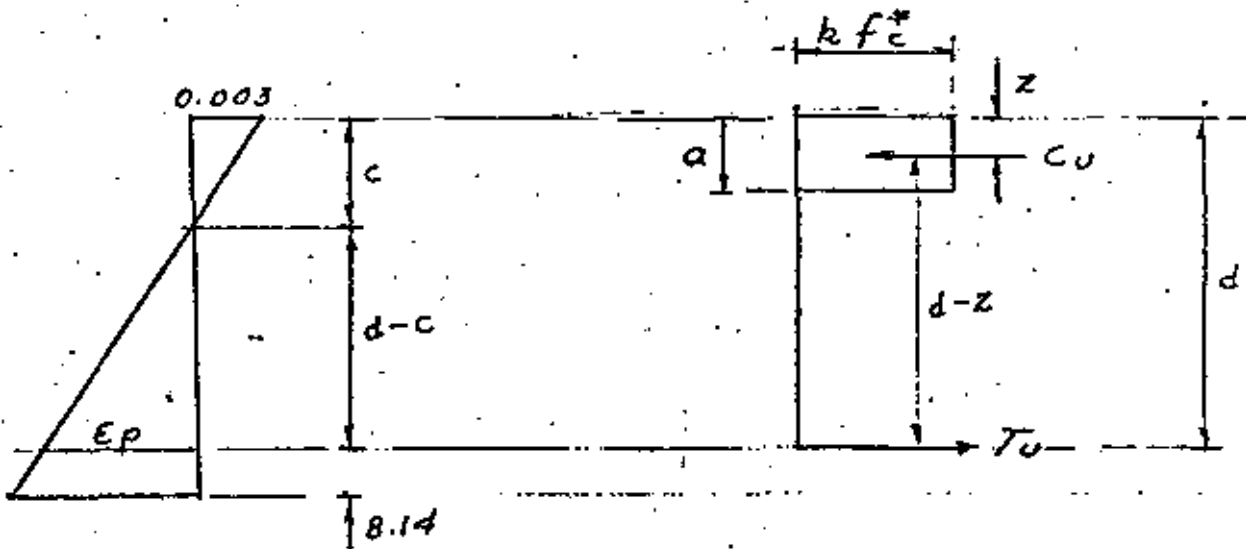
$$f_i = 135.88 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S} \quad (\text{tensión})$$

$$f_s = \frac{150\,586}{2458} - \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 - 74.62$$

$$f_s = -13.36 \text{ Kg/cm}^2 < -16.73 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién.}$$

16. - REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.-



De las figuras anteriores suponemos que el eje neutro queda por arriba de la posición en que están los 17 torques, por lo tanto:

$$T_u = N F_{sr} = 17 \times 12\,654 = 215\,118 \text{ Kg}$$

$$T_u = C_u$$

$$d = h - e'_x = 34 - 8.14 = 25.86 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$k = 0.85$$

$$k' = \frac{C_u}{k f'_c d b} = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350 \times 100 \times 25.86} = 0.28$$

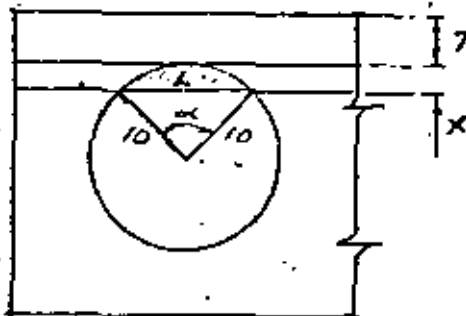
$$c = k' d = 0.28 \times 25.86 = 7.254\text{ cm}$$

$$a = 0.80 c = 0.80 \times 7.254 = 5.80\text{ cm}$$

$$z = 0.5 a = 0.50 \times 5.80 = 2.90\text{ cm}$$

$$d - c = 25.86 - 7.254 = 18.61\text{ cm}$$

$$d - z = 25.86 - 2.90 = 22.96\text{ cm}$$



El área de compresión que se requiere para el concreto es:

$$A_t = \frac{215\ 118}{0.85 \times 350} = 723.09\text{ cm}^2$$

La parte superior proporciona:

$$A_1 = 7 \times 100 = 700\text{ cm}^2$$

Nos falta por cubrir:  $23.09\text{ cm}^2$

Suponiendo que  $X = 0.254\text{ cm}$

$$\text{La cuerda vale: } L = \sqrt{20^2 - (20 - 2 \times 0.254)^2} = 4.48\text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \text{ ang. sen } \frac{4.48}{2 \times 10} = 25.882609^\circ \\ &= 25^\circ 52' 57'' \\ &= 0.451735\text{ rads.} \end{aligned}$$

$$\text{Area del sector circular} = \frac{\pi r^2 \alpha}{4 \times 360} = 22.59\text{ cm}^2$$

$$\text{Area del triángulo} = 4.48 \times 9.746 \times 0.5 = 21.83\text{ cm}^2$$

$$\text{Area del segmento circular} = 22.59 - 21.83 = 0.76\text{ cm}^2$$

$$\text{Area neta total} = 100 \times 0.254 - 3 \times 0.7 = 23.11\text{ cm}^2$$

Como  $23.11\text{ cm}^2 \approx 23.092$ , decimos que el valor supuesto de  $X$  fue el correcto por lo tanto, el valor real de "C" valdrá  $7.254\text{ cm}$ .

Lo deformación debida al preesfuerzo vale:



$$\epsilon_1 = \frac{f_{se}}{E_s} = \frac{7086}{2109300} = 0.00336$$

La deformación debida a las cargas es:

$$\epsilon_2 = \frac{0.0034 (25.860 - 7.254)}{7.254} = 0.00872$$

La deformación total en la falla tiene un valor de:

$$\epsilon_t = \epsilon_1 + \epsilon_2 = 0.0036 + 0.00872 = 0.01232$$

La deformación unitaria, correspondiente al límite convencional de fluencia, según las gráficas Esfuerzo Deformación, proporcionada por CAMESA, tiene un valor de:

$$\epsilon = 0.0103$$

Se deberá cumplir que  $\frac{\epsilon}{0.75} = \epsilon_T$

$$\text{Por tanto } \frac{0.0103}{0.75} = 0.0123$$

$$0.0137 \approx 0.0123 \quad \text{bién.}$$

Comprobación a lo anterior.-

Según el Reglamento DDF-75:

- Por ser losa de puente el factor de carga  $F_c$  será de 1.4, para acciones permanentes y variables.
- El factor de reducción de resistencia para flexión, se considera del 90%, es decir,  $F_r = 0.90$

El momento actuante último vale:

$$M_{au} = F_c \times M_T$$

$$M_T = 2\,278\,200 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{au} = 1.40 \times 2\,278\,200 = 3\,189\,480 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{Ru} = F_r T_u (d - z)$$

$$M_{ru} = 0.90 \times 215 \ 118 \ ( \ 22.96 ) = 4' \ 445,198 \ Kg- \ cm$$

Como  $M_{ru} > M_{au}$  , el cálculo es correcto.

17.- ACERO PARA DISTRIBUCION.-

Al respecto en el libro "Diseño de Estructuras de Concreto Preforzado" .- T.y.Lin.- Página 418 Edición septiembre de 1976; nos dice que:

!La teoría fundamental que se ha seguido en el análisis del refuerzo transversal no presforzado, siempre ha sido la clásica teoría elástica, y no existe argumento en contra"

Si tuviéramos acero principal de refuerzo, este sería:

$$A_s = \frac{2 \ 278 \ 200}{.2000 \times 0.9 \times 31} = 40.83 \ cm^2$$

El porcentaje para el acero de distribución valdría:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 6.80}} = 21.17 \ \%$$

Entonces el acero de distribución es:

$$A_{sd} = 0.21 \times 40.83 = 8.57 \ cm^2$$

Esto equivale a colocar varillas de 1/2"  $\varnothing$  @ 15 cm

18.- ACERO POR TEMPERATURA.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 34 = 5.10 \ cm^2$$

Colocaremos varillas de 3/8"  $\varnothing$  @ 15 cm en dos direcciones y en el lecho superior de la losa.



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

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

**DESAGUE TOTAL EN LA PURISIMA, GTO.**

**ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982**

- CALCULOS HIDRAULICOS -

a). - Características hidráulicas del Canal de Conducción y del Canal de Desagüe.

Las secciones normales de éstos canales pueden verse en el Plano General

Los datos enviados por la Residencia de Proyectos en Irapuato, Gto., para estos canales son los siguientes:

$$b = 2.800 \text{ m}$$

$$d = 2.800 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (b + md) d = (2.80 + 1.5 \times 2.80) 2.80 = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 12.896 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19600}{12.896} = 1.520 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 19.600 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b). - Características hidráulicas del Canal de Conducción cuando solo trae  $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , es decir, cuando únicamente lleva el agua requerido para el Canal de riego.

En este caso desconocemos el tirante ( $d$ ) y por lo tanto haremos los tanteos pertinentes para encontrarlo.

De las ecuaciones de Manning y de Continuidad podemos igualar los valores de la velocidad y despejamos los valores no conocidos, de acuerdo a lo siguiente:

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} \dots \textcircled{1} \quad V = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{2}$$

$$\text{Entonces: } \frac{r^{2/3} \sqrt{s}}{n} = \frac{Q}{A}$$

$$\text{Y por lo tanto: } Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{s}} = \frac{6.3693 \times 0.16}{\sqrt{0.0006}}$$

$$Ar^{2/3} = 4.1604$$

$$\text{Suponiendo: } d = 1.1313 \text{ m}$$

$$A = (2.80 + 1.5 \times 1.1313) 1.1313 = 5.0873 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 1.1313 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.8789 \text{ m}$$

$$r = \frac{5.0873}{6.8789} = 0.7396 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.8178$$

$$Ar^{2/3} = 5.873 \times 0.8178 = 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} \approx 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \therefore \text{ bién}$$

De acuerdo con ésta última igualdad podemos decir que el tirante supuesto fué el correcto y por lo tanto también lo son los datos calculados.

$$\text{Por última: } V = \frac{Q}{A} = \frac{6.3698}{5.0873} = 1.252 \text{ m/seg.}$$

c). - Características hidráulicas del Canal de Riego.

$$b = 1.400 \text{ m}$$

$$d = 1.200 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0012$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (1.400 + 1.5 \times 1.20) 1.20 = 3.840 \text{ m}^2$$

$$p = 1.40 + 2 \times 1.20 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 5.727 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.840}{5.727} = 0.671 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.766$$

$$V = \frac{0.766 \times \sqrt{0.0012}}{0.016} = 1.659 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 3.840 \times 1.659 = 6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{1.659^2}{2 \times 9.81} = 0.140 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS ABERTURAS QUE DEBE TENER LA COMPUERTA DE LA ESTRUCTURA QUE CONDUCE EL AGUA HACIA EL CANAL DE RIEGO. -

En ésta estructura se tiene la compuerta radial de  $B = 250 \text{ cm}$ ,  $A = 300 \text{ cm}$  y  $H = 300 \text{ cm}$ .

De acuerdo con la cuarta alternativa, citada anteriormente, en el sentido de que se pueden presentar tirantes variables debidos a distintas descargas, vamos entonces a -- calcular las aberturas que debe tener la compuerta para desalojar los  $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que

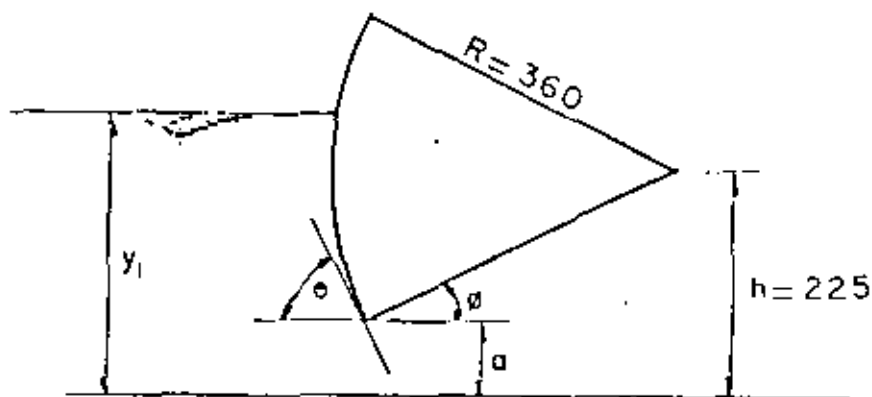
necesita el canal de riego.

Este cálculo es a base de tanteos, según las ecuaciones que para ello se proponen en el libro "Hidráulica" de Sotelo para el caso de compuertas radiales donde conocemos su radio y su altura al pasador de la compuerta.

Las ecuaciones mencionadas están en función del gasto unitario, es decir, --

$$q = \frac{6.369}{2.50}$$

$$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



De acuerdo con la figura anterior se tiene:

$$a = \frac{q}{C_d \sqrt{2g y_1}} \dots \textcircled{1}$$

Donde 
$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$$

Y por su parte:

$$C_c = 1 - 0.008333 \theta + 0.0000445 (\theta)^2$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \theta - 0.0475) \frac{a}{Y_1}$$

1.- Para  $Y_1 = 2.80 \text{ m}$  y  $a = 0.577 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.577}{3.60} = 27.6922^\circ$$

$$\therefore \theta = 62.3078^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.3078 + 0.0000445 \times 62.3078^2$$

$$C_c = 0.654$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.3078 - 0.0475) \frac{0.577}{2.80}$$

$$C_v = 0.971$$

$$C_d = \frac{0.654 \times 0.971}{\sqrt{1 + \frac{0.654 \times 0.577}{2.80}}} = 0.596$$

$$\therefore q = 0.596 \times 0.577 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.80} = 2.5477 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2.- Para  $Y_1 = 2.70 \text{ m}$  y  $a = 0.590 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.590}{3.60} = 27.4588^\circ$$

$$\theta = 62.5412^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.5412 + 0.0000445 \times 62.5412^2$$

$$C_c = 0.653$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.5412 - 0.0475) \frac{0.590}{2.70}$$



$$C_v = 0.972$$

$$C_d = \frac{0.653 \times 0.972}{\sqrt{1 + \frac{0.653 \times 0.590}{2.70}}} = 0.594$$

$$\therefore q = 0.594 \times 0.590 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.70} = 2.5508 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$3. - \text{Para } Y_1 = 2.60 \text{ m } \quad y \quad a = 0.604 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. fon. } \frac{2.25 - 0.604}{3.60} = 27.2080^\circ$$

$$\theta = 62.7920^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 62.7920 + 0.0000445 \times 62.7920^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.7920 - 0.0475) \frac{0.604}{2.60}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.604}{2.60}}} = 0.591$$

$$q = 0.591 \times 0.604 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.60} = 2.5499 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$4. - \text{Para } Y_1 = 2.50 \text{ y } \quad a = 0.618$$

$$\theta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.618}{3.60} = 26.9577^\circ$$

$$\theta = 63.0423^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 63.0423 + 0.0000445 \times 63.0423^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.0423 - 0.0475) \frac{0.618}{2.50}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.618}{2.50}}} = 0.589$$

$$q = 0.589 \times 0.618 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.50} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5.- Para  $Y_1 = 2.40 \text{ m}$  y  $a = 0.634 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.634}{3.60} = 26.6724^\circ$$

$$\theta = 63.3276^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.006333 \times 63.3276 + 0.0000445 \times 63.3276^2$$

$$C_c = 0.651$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.3276 - 0.0475) \frac{0.634}{2.40}$$

$$C_v = 0.974$$

$$C_d = \frac{0.651 \times 0.974}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.634}{2.40}}} = 0.586$$

$$\therefore q = 0.586 \times 0.634 \times \sqrt{2.981 \times 2.40} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

6.- Para  $Y_1 = 2.30 \text{ m}$  y  $a = 0.651 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.651}{3.60} = 26.3700^\circ$$

$$\theta = 63.6300^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.006333 \times 63.63 + 0.0000445 \times 63.63^2$$

$$C_c = 0.650$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.63 - 0.0475) \frac{0.651}{2.30}$$

$$C_v = 0.976$$

$$C_d = \frac{0.650 \times 0.976}{\sqrt{1 + \frac{0.650 \times 0.651}{2.30}}} = 0.583$$

$$\therefore q = 0.583 \times 651 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.30} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$7 - \text{Para } Y_1 = 2.20 \text{ m } \text{ y } a = 0.669 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.669}{3.60} = 26.0507^\circ$$

$$\theta = 63.9493^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.002333 \times 63.9493 + 0.0000445 \times 63.9493^2$$

$$C_c = 0.649$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.9493 - 0.0475) \frac{0.669}{2.20}$$

$$C_v = 0.977$$

$$C_d = \frac{0.649 \times 0.977}{\sqrt{1 + \frac{0.649 \times 0.669}{2.20}}} = 0.580$$

$$\therefore q = 0.580 \times 669 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.20} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$8. - \text{Para } Y_1 = 2.10 \text{ m } \text{ y } a = 0.689 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.689}{3.60} = 25.6969^\circ$$

$$\theta = 64.3031^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.3031 + 0.0000445 \times 64.3031^2$$

$$C_c = 0.648$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 64.3031 - 0.0475) \frac{0.689}{2.10}$$

$$C_v = 0.978$$

$$C_d = \frac{0.648 \times 0.978}{\sqrt{1 + \frac{0.648 \times 0.689}{2.10}}} = 0.576$$

$$\therefore q = 0.576 \times 0.689 \times \sqrt{19.62 \times 2.10} = 2.5471 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

9. - Para  $Y_1 = 2.00 \text{ m}$  y  $a = 0.711 \text{ m}$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.711}{3.60} = 25.3090^\circ$$

$$\theta = 64.6910^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.6910 + 0.0000445 \times 64.6910^2$$

$$C_c = 0.647$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 64.6910 - 0.0475) \frac{0.711}{2.00}$$

$$C_v = 0.980$$

$$C_d = \frac{0.647 \times 0.980}{\sqrt{1 + \frac{0.647 \times 0.711}{2.00}}} = 0.572$$

$$\therefore q = 0.572 \times 0.711 \times \sqrt{19.62 \times 2.00} = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

10. - Para  $Y_1 = 1.90$  y  $a = 0.735$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.735}{3.60} = 24.8872^\circ$$

$$\theta = 65.1128^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.1128 + 0.0000445 \times 65.1128^2$$

$$C_c = 0.646$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 65.1128 - 0.0475) \frac{0.735}{1.90}$$

$$C_v = 0.982$$

$$C_d = \frac{0.646 \times 0.982}{\sqrt{1 + \frac{0.646 \times 0.735}{1.90}}} = 0.568$$

$$\therefore q = 0.568 \times 0.735 \times \sqrt{19.62 \times 1.90} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

11. - Para  $Y_1 = 1.80 \text{ m}$  y  $a = 0.761 \text{ m}$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.761}{3.60} = 24.4319^\circ$$

$$\theta = 65.5681^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.5681 + 0.0000445 \times 65.5681^2$$

$$C_c = 0.645$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 65.5681 - 0.0475) \frac{0.761}{1.80}$$

$$C_v = 0.985$$

$$C_d = \frac{0.645 \times 0.985}{\sqrt{1 + \frac{0.645 \times 0.761}{1.80}}} = 0.563$$

$$\therefore q = 0.563 \times 0.761 \times \sqrt{19.62 \times 1.80} = 2.5453 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

12.- Para  $Y_1 = 1.70 \text{ m}$  y  $a = 0.791 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.791}{3.60} = 23.9085^\circ$$

$$\theta = 66.0915^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.915 + 0.0000445 \times 66.0915^2$$

$$C_c = 0.644$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 66.0915 - 0.0475) \frac{0.791}{1.70}$$

$$C_v = 0.988$$

$$C_d = \frac{0.644 \times 0.988}{\sqrt{1 + \frac{0.644 \times 0.791}{1.70}}} = 0.558$$

$$\therefore q = 0.558 \times 0.791 \times \sqrt{19.62 \times 1.70} = 2.5491 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

13.- Para  $Y_1 = 1.60 \text{ m}$  y  $a = 0.824 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.824}{3.60} = 23.3353^\circ$$

$$\theta = 66.6647^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.6647 + 0.0000445 \times 66.6647^2$$

$$C_c = 0.642$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 66.6647 - 0.0475) \frac{0.824}{1.60}$$

$$C_v = 0.991$$

$$C_d = \frac{0.642 \times 0.991}{\sqrt{1 + \frac{0.642 \times 0.824}{1.60}}} = 0.552$$

$$\therefore q = 0.552 \times 0.824 \times \sqrt{19.62 \times 1.60} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$14. - \text{Para } Y_1 = 1.50 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.862 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.862}{3.60} = 22.6782^\circ$$

$$\theta = 67.3218^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 67.312 + 0.0000445 \times 67.3218^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 67.3218 - 0.0475) \frac{0.862}{1.50}$$

$$C_v = 0.995$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 0.995}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.862}{1.50}}} = 0.545$$

$$\therefore q = 0.545 \times 0.862 \times \sqrt{19.62 \times 1.50} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$15. - \text{Para } Y_1 = 1.40 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.904 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. tan. } \frac{2.25 - 0.904}{3.60} = 21.9557^\circ$$

$$\theta = 68.0443^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 68.0443 + 0.0000445 \times 68.0443^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 (0.001615 \times 68.0443 - 0.0475) \frac{0.904}{1.40}$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 1.000}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.904}{1.40}}} = 0.538$$

$$Q = 0.425 \times 0.904 \times \sqrt{19.62 \times 1.40} = 2.0430 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Y_1 = 1.30 \text{ m} \quad y_c = 0.961 \text{ m}$$

$$\theta = \arcsin \frac{2.25 - 0.961}{3.60} = 20.9803^\circ$$

$$\theta = 0.192^\circ$$

$$Z = 0.00833 \times 69.0192 + 0.0000445 \times 69.0192^2$$

$$Z = 0.637$$

$$Z = 1.00$$

$$Z = 0.637 \times 1.00 = 0.525$$

$$\sqrt{1 + \frac{0.637 \times 0.961}{1.30}}$$

$$Q = 0.525 \times 0.961 \times \sqrt{19.62 \times 1.30} = 2.5496 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Y_1 = 1.20 \text{ m} \quad y_c = 1.029 \text{ m}$$

$$\theta = \arcsin \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 20.8346^\circ$$

$$\theta = 0.1654^\circ$$

$$Z = 0.00833 \times 70.1654 + 0.0000445 \times 70.1654^2$$

$$Z = 0.624$$

$$Z = 1.00$$

$$Z = 0.624 \times 1.00 = 0.511$$

$$\sqrt{1 + \frac{0.624 \times 1.029}{1.20}}$$

$$Q = 0.511 \times 1.029 \times \sqrt{19.62 \times 1.20} = 2.5431 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



$$18. - \text{Para } Y_1 = 1.131283 \text{ m y } a = 1.083 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 18.9112^\circ$$

$$\theta = 71.0888^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 71.0888 + 0.0000445 \times 71.0888^2$$

$$C_c = 0.633$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.633 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.633 \times 1.083}{1.131283}}} = 0.499$$

$$\therefore q = 0.499 \times 1.083 \times \sqrt{19.62 \times 1.131286} = 2.5473 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

TABULACION Y GRAFICA ALTURA-ABERTURA .-

Estos conceptos se muestran en las hojas siguientes.

ABERTURA DE LA COMPUERTA RADIAL DE

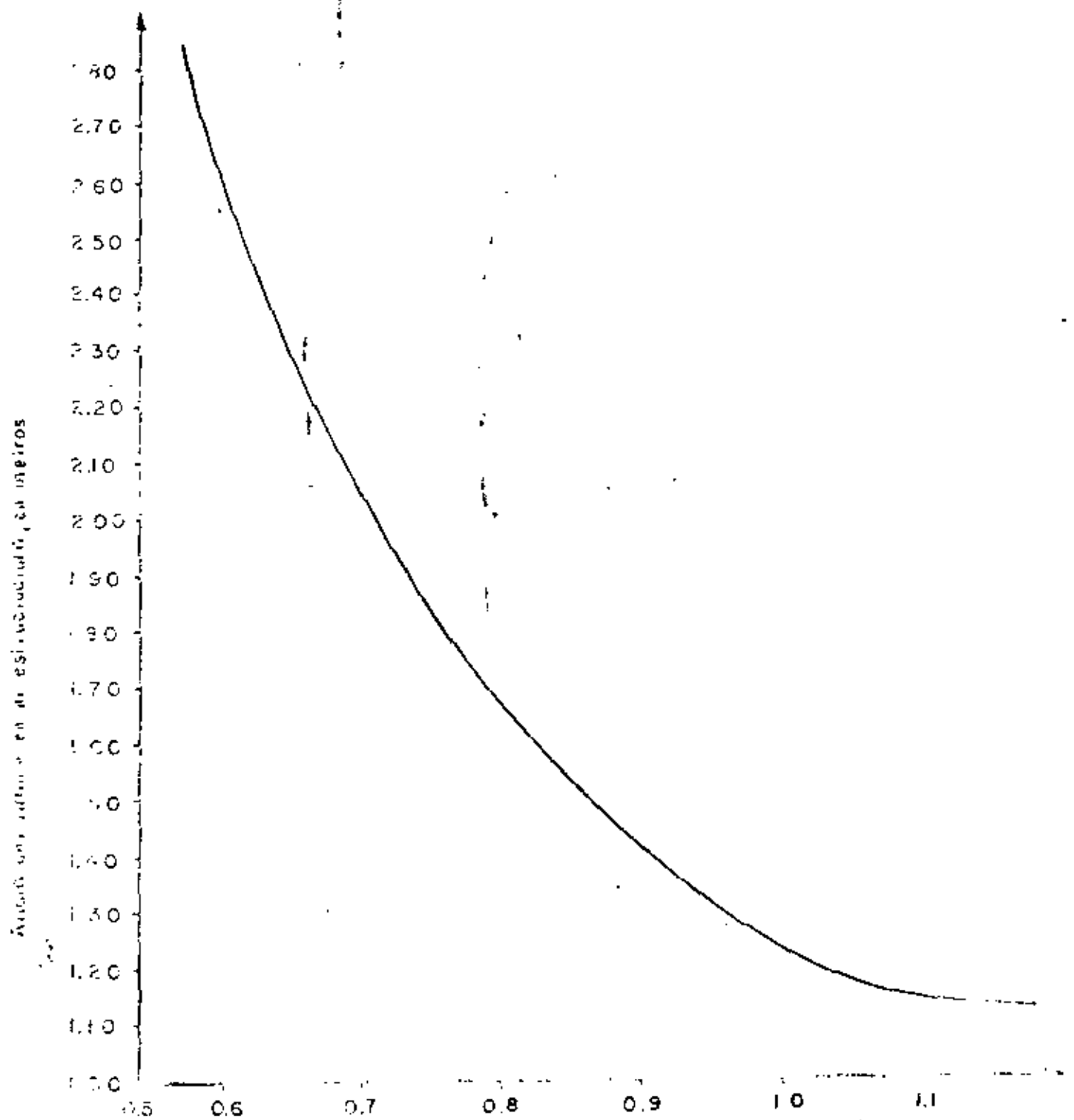
$B = 250$ ,  $A = 300$  y  $H = 300$ , PARA

PROPORCIONAR UN GASTO UNITARIO

$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Y_1$ (m)	$a$ (m)	$C_c$	$C_v$	$C_d$	$\theta$ (grados)	TIPO DE DESCARGA
2.80	0.577	0.654	0.971	0.596	62.308°	Libre*
2.70	0.590	0.653	0.972	0.594	62.541°	Libre*
2.60	0.604	0.652	0.973	0.591	62.792°	Libre*
2.50	0.618	0.652	0.973	0.589	63.042°	Libre*
2.40	0.634	0.651	0.974	0.586	63.328°	Libre*
2.30	0.651	0.650	0.976	0.583	63.630°	Libre*
2.20	0.669	0.649	0.977	0.580	63.949°	Libre*
2.10	0.689	0.648	0.978	0.576	64.303°	Libre*
2.00	0.711	0.647	0.980	0.572	64.691°	Libre*
1.90	0.735	0.646	0.982	0.568	65.113°	Libre*
1.80	0.761	0.645	0.985	0.563	65.568°	Libre*
1.70	0.791	0.644	0.988	0.558	66.092°	Libre*
1.60	0.824	0.642	0.991	0.552	66.665°	Libre
1.50	0.862	0.641	0.995	0.545	67.322°	Libre
1.40	0.904	0.639	1.000	0.538	68.044°	Libre
1.30	0.961	0.637	1.000	0.525	69.019°	Libre
1.20	1.029	0.634	1.000	0.511	70.165°	Libre
1.131	1.083	0.633	1.000	0.499	71.089°	Libre

(\*) Se forma resolta



Caudal de la rana, litros por hora, en el eje de abscisas; altura del agua en el estancamiento, en metros, en el eje de ordenadas.

CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DESCARGA

I.- CALCULO GEOMETRICO DE LA CURVA.

$$\text{DATOS: PI} = 0 + 018.291$$

$$\text{PC} = 0 + 000.000$$

$$\Delta = 50^\circ 40'$$

$$G = 30^\circ$$

a) RADIO DE LA CURVA

$$R = \frac{10}{\text{Sen } G/2} = \frac{10}{\text{Sen } 15^\circ} = \frac{10}{0.258819}$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

b) SUBTANGENTE DE LA CURVA

$$ST = R \text{ Tan } A/2 = 38.637 \times \text{tan } 25^\circ 20'$$

$$ST = 38.637 \times 0.473410$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

c) LONGITUD DE LA CURVA

$$LC = \frac{20 A}{G} = \frac{20 \times 50.667^\circ}{30^\circ} = 33.778 \text{ m.}$$

$$LC = 33.778 \text{ m.}$$

d) PRINCIPIO DE TANGENTE

$$PT = PC + LC = 0 + 000.00 + 33.778$$

$$PT = 0 + 033.778$$

e) RESUMEN

$$PI = 0 + 018.291$$

$$\Delta = 50^{\circ}40'$$

$$G = 30^{\circ}$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

$$IC = 33.778 \text{ m.}$$

$$PC = 0 + 000$$

$$PT = 0 + 033.778$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

## 2.- CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RAPIDA.

DATOS:

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.800 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0427$$

Talud 1.5:1

DE LAS ECUACIONES:  $v = r^{2/3} s^{1/2}$  (Manning)

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{Continuidad})$$

$$\text{Tenemos que } Ar^{2/3} = \frac{QN}{s^{1/2}} = \frac{39.666 \times 0.016}{\sqrt{0.0427}}$$

$$Ar^{2/3} = 3.0713 \dots \textcircled{1}$$

Suponiendo  $d = 0.9628$  m.

Entonces:

$$A = (2.80 + 1.5 \times 0.9628) \times 0.9628$$

$$A = 4.0863 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 0.9628 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 6.2714 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.0863}{6.2714} = 0.6516 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.6516^{2/3} = 0.7516$$

$$Ar^{2/3} = 4.0863 \times 0.7516 = 3.0712$$

Observamos que este valor obtenido es idénticamente igual al valor de la ecuación 1, por lo tanto concluimos que el tirante supuesto fué correcto.

$$V = \frac{0.7516 \times \sqrt{0.0427}}{0.016} = 9.7067 \text{ m/seg.}$$

RESUMEN.-

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.016$$

$$A = 4.086 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0427$$

$$\begin{aligned}
 b &= 2.800 \text{ m} && \text{Talud } 1.5:1 \\
 d &= 0.963 \text{ m} && \text{b.l.} = 2.137 \text{ m.} \\
 V &= 9.707 \text{ m/seg.} \\
 p &= 6.271 \text{ m.} && \text{b.L.} = 2.137 \text{ m} \\
 r &= 0.652 \text{ m.} \\
 r^{2/3} &= 0.752
 \end{aligned}$$

### III.- CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL DE DESCARGA

DATOS:

$$b = 2.80 \text{ m.}$$

$$d = 2.80 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

Bordo libre = 0.30 m.

$$A = (2.80 + 1.50 \times 2.80) 2.80$$

$$A = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 12.896 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19.600}{12.896} = 1.520 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 19.60 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



## CALCULOS ESTRUCTURALES

Todos los miembros estructurales (a excepción de las losas de l puente) se diseñarán con el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

Utilizaremos concreto con esfuerzo de ruptura a la compresión de  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

El acero de refuerzo será redondo, corrugado y deberá satisfacer las Normas D. G. N. B-6-1963 y las Especificaciones

A. S. T. M. A-305-56T y A-15-62T y cuyo esfuerzo permisible de trabajo será  $f_s = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Por lo tanto las constantes de cálculo para el concreto reforzada, serán:

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

$$J = 0.90$$

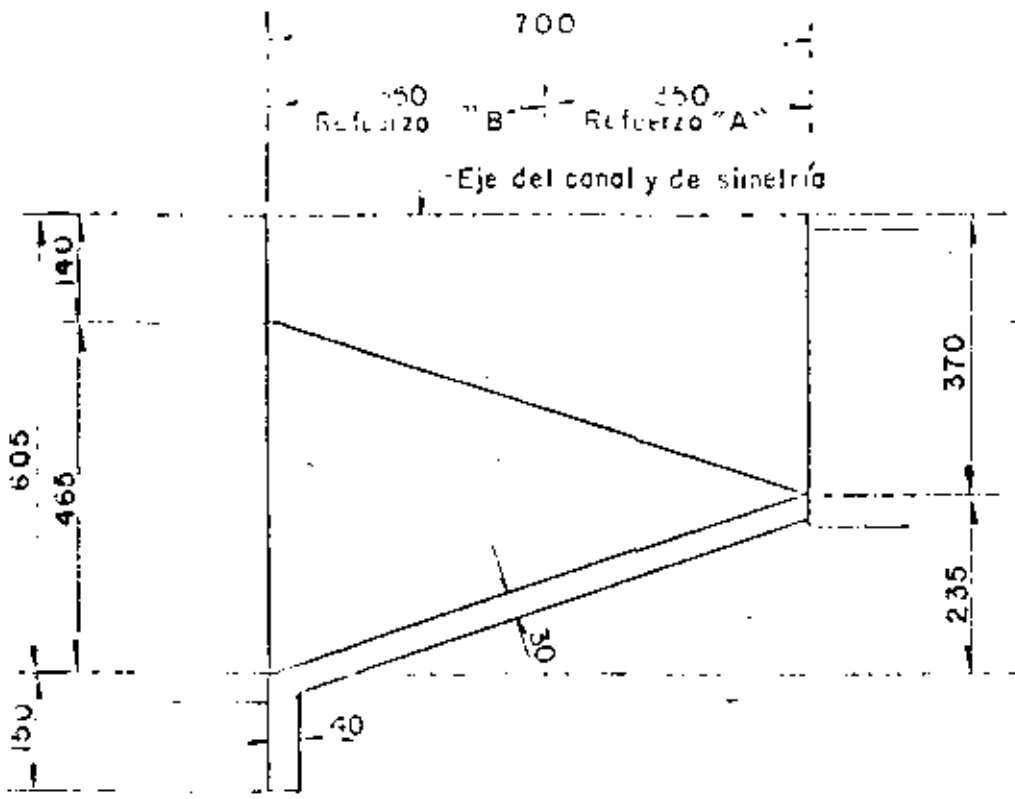
$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

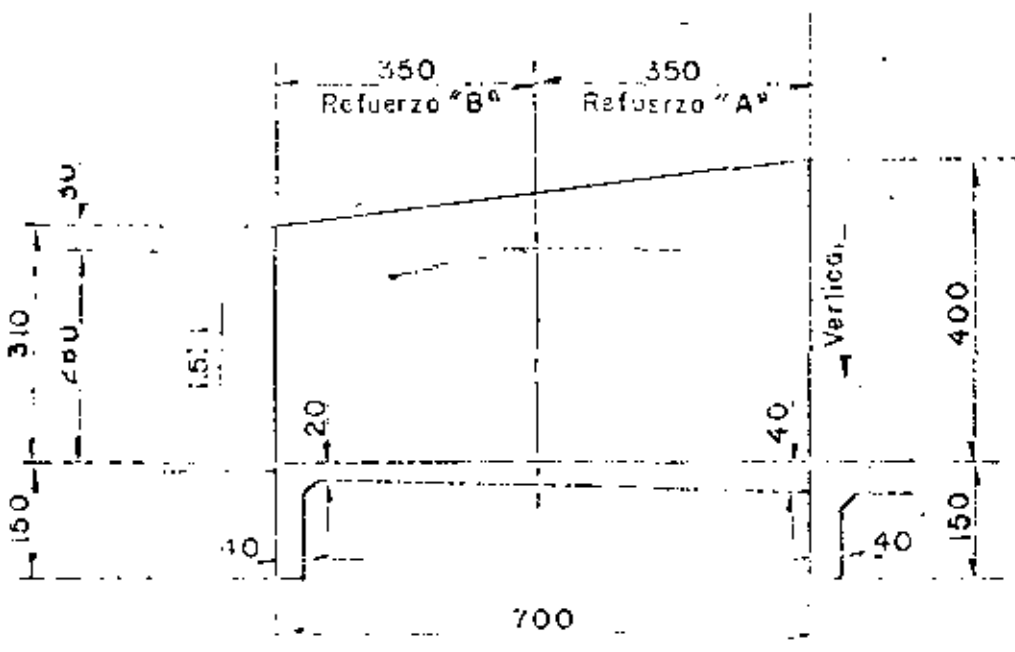
### I. - CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANCIONES. -

Estas estructuras son de sección variable, tanto la plantilla como los muros laterales, variando estos últimos de un talud de 1.5:1 o muro vertical.

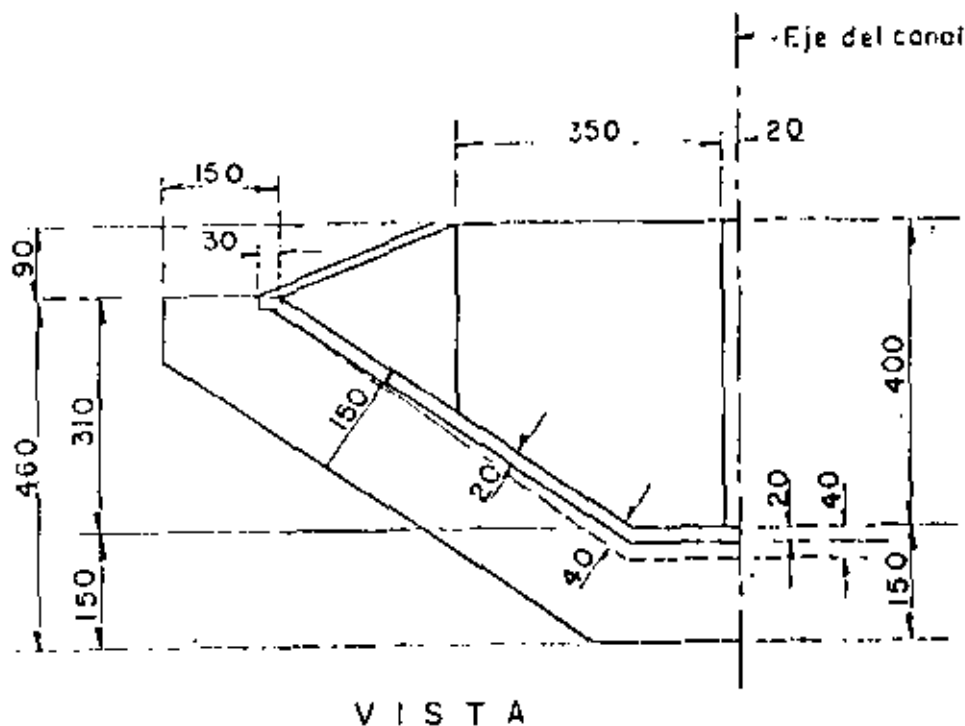
Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos se dotará de dentellones de 1.50 m de profundidad.



PLANTA



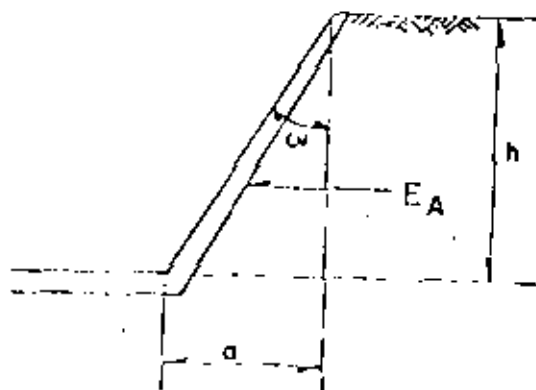
Corte por el eje del canal



Llamamos "Zona de Refuerzo A" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección vertical, es decir, la zona inmediata a la estructura de compuertas.

Llamamos "Zona de Refuerzo B" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección a la mitad exacta de la longitud total de la transición.

Con el refuerzo que nos resulte en ambas zonas, lo aplicaremos también a la transición - del canal de riego.



Aplicando la teoría de Rankine para valor el empuje de tierras en su estado activo tenemos:

$$E = 0.5 k_a \gamma h (h + 2 h_1)$$

$$Y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (1 + 2 h_1)}$$

$$k_o = \frac{\cos^2 (\phi + w)}{\cos^3 w \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos w}\right)^2}$$

Donde:  $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$

$h =$  Altura del relleno

$h_1 = 0.60 \text{ m}$

$\phi =$  Angulo de fricción interna del material

$\phi = \text{ang. tan. } \frac{1}{1.5} = 33.690068^\circ = 33^\circ 41' 24''$

$w =$  Angulo de inclinación del paño del muro con la vertical

a). - Analisis de la sección para el refuerzo "A"

$w = 0^\circ$

$$k_o = \frac{\cos^2 (33.690068^\circ + 0^\circ)}{\cos^3 0^\circ \left(1 + \frac{\sin 33.690068^\circ}{\cos 0^\circ}\right)^2} = 0.286$$

$h = 4.00 \text{ m}$

$h_1 = 0.60 \text{ m}$  (por especificación)

$E = 0.5 \times 0.286 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60)$

$E = 4759 \text{ Kg.}$

$$Y = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3(4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$M = 4759 \times 1.487 = 7074 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$d_m = 0.270 \times \sqrt{\frac{7074 \times 100}{100}} = 22.71 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{4759}{4.62 \times 100} = 10.30 \text{ cm}$$

Adoptemos:  $d = 33 \text{ cm}$ ;  $r = 7 \text{ cm}$ ;  $h = 40 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{707\,400}{2000 \times 0.90 \times 33} = 11.91 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 16 cm ( $A_s = 12.38 \text{ cm}^2$ )

La profundidad (a partir de la parte superior) a la que puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo podemos considerarla de la siguiente manera:

Suponiendo que  $h = 3.035 \text{ m}$

$$E = 0.143 \times 1600 \times 3.035 \times (3.035 + 1.20) = 2941 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.035^2 + 3 \times 3.035 \times 0.60}{3(3.035 + 1.20)} = 1.155 \text{ m}$$

$$M = 2941 \times 1.155 = 3397 \text{ Kg-m}$$

$$d = 23 + 0.025 \times 303.5 = 30.588 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{388\,200}{2000 \times 0.90 \times 30.575} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Cortaremos alternadamente las varillas 5C a un metro a partir del piso de la transición.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones en la cara del terraplén y varillas 4C a cada 20 cm en la cara interior.

b). - Análisis de la sección para el refuerzo "B"

$$w = \text{ang. tan. } \frac{266.25}{355} = 36.869898 = 36^\circ 52' 12''$$

$$\vartheta = 33.690068^\circ$$

$$k_o = \frac{\cos^2 (33.690068 + 36.869898)}{\cos^3 36.869898 \left( 1 + \frac{\text{Sen } 33.690068}{\cos 33.869898} \right)^2} = 0.075447$$

$$h = 3.55 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$E = 0.50 \times 0.75 \times 1600 \times 3.55 \times (3.55 + 2 \times 0.60)$$

$$E = 1018 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.55^2 + 3 \times 3.55 \times 0.60}{3(3.55 + 2 \times 0.60)} = 1.333 \text{ m}$$

$$M = 1018 \times 1.333 = 1357 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$d = (40 + 20) 0.5 - 7 = 23 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{135700}{2000 \times 0.90 \times 23} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Observamos que este acero es menor que el que se podría proporcionar por temperatura, es decir,  $A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$ , por lo tanto, haciendo caso a las recomendaciones S. A. R. H., colocaremos varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en una sola cara para espesores de 30 cm ó menos.

## 2. - CALCULO DE LAS LOSAS DE LOS PUENTES CARRETEROS. -

a). - Losas de 3.75 m de claro

Datos para el proyecto. -

$$\text{claro} = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 6.70 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de las guarniciones} = 0.30 \text{ m}$$

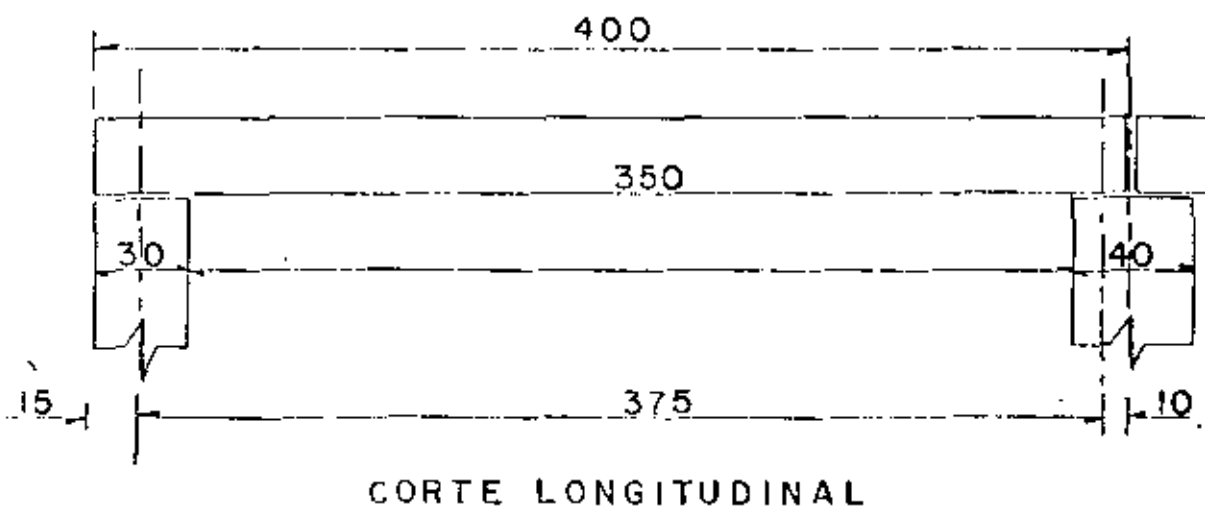
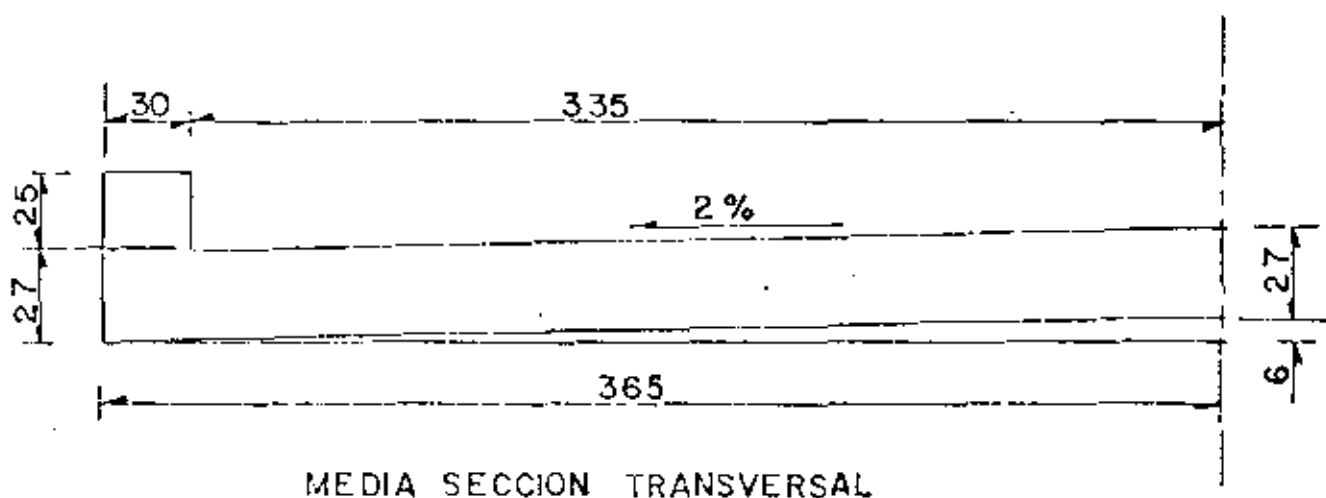
$$\text{Ancho total del puente} = 7.30 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de las guarniciones} = 0.25 \text{ m}$$

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación

Parapeto de tubo de fierro fundido de  $2\frac{1}{2}" \phi$

Se diseñará el puente elásticamente de acuerdo con las especificaciones A. S. S. H. O.



Carga Móvil. - (HS-20)

De las Especificaciones de Puentes para Caminos, S. O. P., página 163, Apéndice "A", se tiene:

$$\text{Para } 3.66 \text{ m} \quad M = 13273 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad R = 14515 \text{ Kg}$$

$$\text{Para } \frac{3.96 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} \quad M = \frac{14379 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1106 \text{ Kg} \cdot \text{m}} \quad R = \frac{14515 \text{ Kg}}{0}$$

Entonces para 3.75 m, tendremos

$$M = 13272 + \frac{1106 \times 0.09}{0.30} = 13605 \text{ Kg} \cdot \text{m/carril}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/carril}$$

$$\text{Impacto } I = \frac{15.24}{3.75 + 38.10} = 0.364 > 0.30$$

Limitamos el impacto al valor permisible máximo que es del 30%, es decir  $I = 0.30$

$$\text{Ancho de distribución. - } E = 0.065 + 1.22$$

$$E = 0.06 \times 3.75 + 1.22 = 1.445 \text{ m}$$

$$M = \frac{13605 \times 1.30}{2 \times 1.445} = 6120 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.30) 2400 = 5090 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal (40 Kg/m)} = 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.030 \times 2200 = \frac{66 \text{ Kg/m}}{5236 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{5236}{7.30} = 717 \text{ Kg/m}$$



$$M_{cm} = \frac{717 \times 3.75^2}{8} = 1261 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total vale:  $M_r = 6120 + 1261 = 7381 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Peralte. -  $d = 0.270 \sqrt{7381} = 23.20 \text{ cm}$

Adoptamos  $d = 24 \text{ cm}$ ;  $r = 3 \text{ cm}$ ;  $h = 27 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{738100}{2000 \times 0.90 \times 24} = 17.09 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 16 cm ( $A_s = 17.81 \text{ cm}^2$ )

Doblado de varillas. -

A partir del centro del claro tendremos:  $X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} + 0.30$

$$X = 0.5 \times 3.75 \times \sqrt{0.5} + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Por lo tanto, doblaremos la mitad del acero principal de refuerzo a una distancia de 1.63 m a partir del centro del claro y medido sobre el semiperalte.

Acero para distribución:-

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51 \%$$

$$\therefore A_{sd} = 0.2851 \times 17.81 = 5.08 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 25 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{s_t} = 0.0025 \times 100 \times 27 = 6.75 \text{ cm}^2$$

El calculo nos da varillas 4C a cada 19 cm, pero para facilidad en el armado los colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 16 cm paralelas al acero principal.

Vars. 4C a cada 25 cm paralelas al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillas ( 2 superiores y 2 inferiores) 6C y estribos 4C a cada 25 cm.

Revisión por cortante y adherencia. -

Según AASHO, para el caso de losas de puente con las sollicitaciones consideradas para su cálculo, no es necesario revisarlas por cortante y adherencia, por lo tanto omitiremos las revisiones.

b). - Losa de 2.80 m de claro

Datos para el proyecto. -

Claro = 2.80

Longitud total = 3.10

Ancho de la calzada = 6.70 m

Ancho de las guarniciones = 0.30 m

Ancho total del puente = 7.30 m

Paralte de las guarniciones = 0.25 m

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

Parapeto de tubo de fierro fundido de  $2\frac{1}{2}$ "  $\phi$

Carga móvil. -

Para 2.74 m  $M = 9955 \text{ Kg} \cdot \text{m}$   $R = 14515 \text{ Kg.}$

Para  $\frac{3.05 \text{ m}}{0.31 \text{ m}}$   $M = \frac{11051 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1105 \text{ Kg} \cdot \text{m}}$   $R = \frac{14515 \text{ Kg}}{0}$

Para 2.80 m:

$$M = 9995 + \frac{1105 \times 0.06}{0.31} = 10209 \text{ Kg - m/fojo}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/fojo}$$

$$\text{Impacto. - } I = 0.30$$

Ancho de distribución. -

$$E = 0.060 \times 2.80 + 1.22 = 1.388 \text{ m}$$

$$\text{Momento. - } M_{cov+I} = \frac{10\,209 \times 1.30}{2 \times 1.388} = 4781 \text{ Kg - m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.25 + 2 \times 0.25 \times 0.30) \times 2400 = 4740 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal} = 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = \frac{66 \text{ Kg/m}}{4886 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{4886}{7.30} = 670 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{670 \times 2.80^2}{8} = 657 \text{ Kg - m}$$

$$\text{El momento total vale: } M_T = 5438 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{5438} = 19.91 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 22 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 25 \text{ cm.}$$

Refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{543\,800}{2030 \times 0.90 \times 22} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 14 cm ( $A_s = 14.14 \text{ cm}^2$ )

Doblado de varillas. -

$$X = 0.5 \times 2.80 \times \sqrt{0.5} + 0.30 = 1.29 \text{ m}$$

Acero de distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 14.14 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 27 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Vars. 4C a cada 14 paralelas al acero principal

Vars. 4C a cada 27 paralelas al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillas 4C y estribos 4C a cada 27 cm

### 3. - CALCULO DE LAS LOSAS DE MANIOBRAS. -

a). - Losa de  $3.75 \times 1.50 \times 0.20 \text{ m}$

Carga uniforme. -

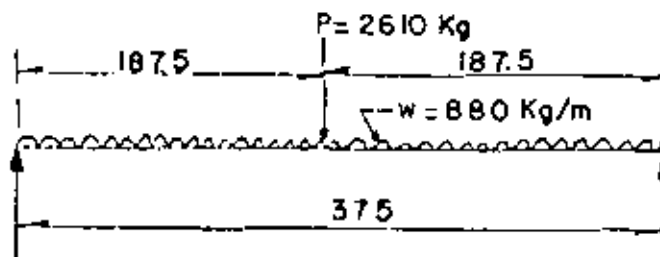
$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva considerada} = \frac{400 \text{ Kg/m}^2}{w} = \frac{400}{0.880} \text{ Kg/m}^2$$

Carga concentrada. - (La suponemos al centro del claro)

$$\text{Peso de los mulecotes} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = \frac{1734 \text{ Kg}}{p = 2610 \text{ Kg}}$$



$$M = \frac{880 \times 3.75^2}{8} + \frac{2610 \times 3.75}{4} = 1547 + 2447 = 3994 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Peralte: } d = 0.270 \sqrt{3994} = 17.06 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{399400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ( $A_s = 13.20 \text{ cm}^2$ )

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 3.75 + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51\%$$

$$A_{sd} = 0.2851 \times 13.20 = 3.76 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 30 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos:

Varillas 4C a cada 30 cm en dos direcciones

Revisión por cortante

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.292 \sqrt{f_c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{2610}{2} + \frac{880 \times 3.75}{2} = 2995 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{2995}{100 \times 17} = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.74 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 13.20}{1.59} = 33.21 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{2995}{33.21 \times 0.90 \times 17} = 5.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.82 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevará la losa de maniobras para agujas.

b). - Losa de  $2.80 \times 1.50 \times 0.20$  m

Carga Uniforme. -

$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva considerada} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

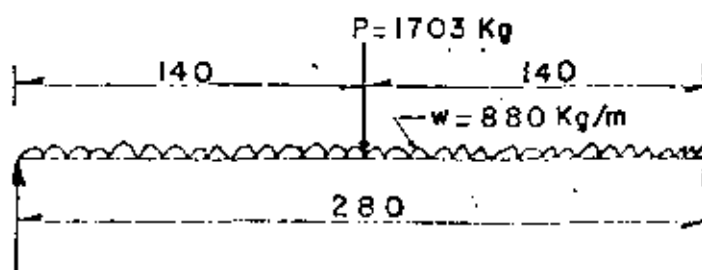
$$w = 880 \text{ Kg/m}^2$$

Carga concentrada. - (Supuesta al centro del claro)

$$\text{Peso de los malacates} = 2 \times 314 = 628 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = \frac{1075}{2} \text{ Kg}$$

$$p = 1073 \text{ Kg}$$



$$M = \frac{880 \times 2.80^2}{8} + \frac{1703 \times 2.80}{4} = 862 + 1192 = 2054 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{2054} = 12.24 \text{ cm}$$

$$\text{Adaptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{205\,400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 18 cm ( $A_s = 7.06 \text{ cm}^2$ )

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 2.80 + 0.30 = 1.29 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 7.06 = 2.33 \text{ cm}^2$$

Este acero es menor que el proporcionado por temperatura.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos varillas 4C de la siguiente manera:

En dos direcciones en el lecho superior, y

perpendiculares al acero principal en el lecho inferior.

Revisión por cortante. -

$$v_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{830 \times 2.80}{2} + \frac{1703}{2} = 2034 \text{ Kg.}$$

$$v_{calc} = \frac{2034}{100 \times 20} = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.04 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$



Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2 > 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Limitamos  $\mu_{perm} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

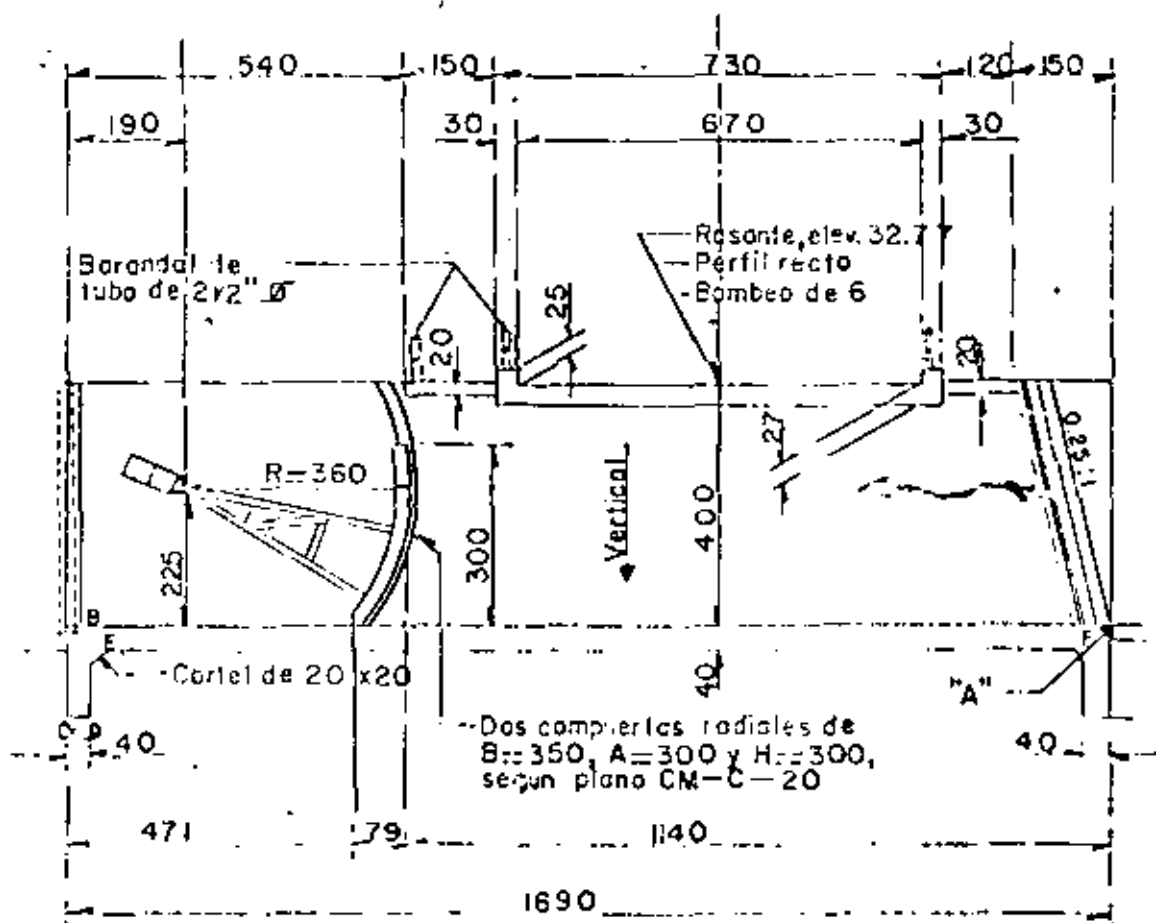
$$\epsilon_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 7.06}{1.27} = 22.24 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{2084}{22.24 \times 0.90 \times 17} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$6.13 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevará la losa de maniobra para agujas.

#### 4. - CALCULO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL



Tomaremos en cuenta 4 condiciones de carga, consideradas como las más críticas.

- I. - Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- II. - Estructura vacía, con subpresión y sin carga viva sobre el puente.
- III. - Estructura llena hasta 3.00 m, estando la compuerta cerrada, con subpresión, y carga viva sobre el puente.
- IV. - El mismo caso anterior solo con la compuerta abierta.

El diseño de cada una de las componentes estructurales se regirá teniendo en cuenta la combinación de carga que produzca los efectos más desfavorables.

#### CASO I. -

Los momentos son respecto al punto "A" de la figura.

##### 1. - Losa del puente carretero

$$P_1 = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.25 \times 0.30) 8.00 \times 2400 = 40723 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 6.35 \text{ m}$$

$$M_1 = 40723 \times 6.35 = 258\,592 \text{ Kg - m}$$

##### 2. - Losa de maniobras para agujas.

$$P_2 = 1.20 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 4608 \text{ Kg}$$

$$Y_2 = 2.10 \text{ m}$$

$$M_2 = 4608 \times 2.10 = 9677 \text{ Kg - m}$$

##### 3. - Losa de maniobras para las compuertas

$$P_3 = 1.50 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 5760 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 10.75 \text{ m}$$

$$M_3 = 5760 \times 10.75 = 61920 \text{ Kg - m}$$

## 4. - Muros laterales

$$P_4 = \left[ (0.40 + 0.30) 0.5 \times 4.00 \times 16.90 \right] 2 \times 2400 = 113\,568 \text{ Kg.}$$

$$Y_4 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_4 = 113\,568 \times 8.45 = 959\,650 \text{ Kg - m}$$

## 5. - Muro Intermedio. -

$$P_5 = 0.40 \times 4.00 \times 16.40 \times 2400 = 62\,976 \text{ Kg}$$

$$Y_5 = 8.47 \text{ m}$$

$$M_5 = 62\,976 \times 8.47 = 533\,407 \text{ Kg - m}$$

## 6. - Losa del piso. -

$$P_6 = 16.90 \times 8.20 \times 0.40 \times 2400 = 133\,037 \text{ Kg.}$$

$$Y_6 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_6 = 133\,037 \times 8.45 = 1\,124\,163 \text{ Kg - m}$$

## 7. - Dentellón izquierdo

$$P_7 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_7 = 16.90 - 0.20 = 16.70 \text{ m}$$

$$M_7 = 8\,659 \times 16.70 = 144\,605 \text{ Kg.}$$

## 8. - Dentellón derecha. -

$$P_8 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_8 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_8 = 8\,659 \times 0.20 = 1\,732 \text{ Kg - m}$$

## 9. - Compuertas radiales

$$P_9 = 1734 \times 2 = 3468 \text{ Kg (plano CM-C-20)}$$

$$Y_9 = 12.19 \text{ m}$$

$$M_9 = 3468 \times 12.19 = 42275 \text{ Kg - m}$$

## 10. - Malucates. -

$$P_{10} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$Y_{10} = 11.05 \text{ m}$$

$$M_{10} = 876 \times 11.05 = 9680 \text{ Kg - m}$$

## 11. - Mensulas. -

$$P_{11} = 4 \times 179 = 716 \text{ Kg}$$

$$Y_{11} = 15.40 \text{ m}$$

$$M_{11} = 716 \times 15.40 = 11026 \text{ Kg - m}$$

## 12. - Carga de camión en el puente. -

$$P_{12} = 2 \times 14515 = 29030 \text{ Kg.}$$

$$Y_{12} = 8.48 \text{ m}$$

$$M_{12} = 29030 \times 8.48 = 246174 \text{ Kg - m}$$

Por peso propio:  $\sum F = 383050 \text{ Kg.}$

$$\sum M = 3156727 \text{ Kg - m}$$

CASO I .-  $\sum M = 3156727 + 246174 = 3402901 \text{ Kg - m}$

$$\sum F = 383050 + 29030 = 412080 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{3\,402\,901}{412\,080} = 8.258 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{16.90}{2} - 8.258 = 0.192 \text{ m}$$

Las presiones (esfuerzos) sobre la cimentación son:

$$f_A = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left( 1 + \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 3176.29 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_A = 0.3176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left( 1 - \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 2770.89 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = 0.2771 \text{ Kg/cm}^2$$



### 13. - Subpresión (Teoría de Blight)

$$L = 1.50 + 0.40 + 1.10 + 16.10 + 0.57 = 19.67 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m (Altura máxima posible del agua)}$$

$$K = \frac{3.00}{19.67} = 0.153$$

$$C = 0.75$$

$$S = \gamma_w C (H + h - KX) = 1000 \times 0.75 (3.00 + h - 0.159 X)$$

$$S = 750 (3 + h - 0.159 X)$$

Punto C .-

$$S = 750 (3 + 1.50 - 0.153 \times 1.50) = 3\,202.88 \text{ Kg/m}^2$$

Punto D .-

$$S = 750 (3 + 1.50 - 0.159 \times 1.90) = 3\,156.98 \text{ Kg/m}^2$$

Punto E .-

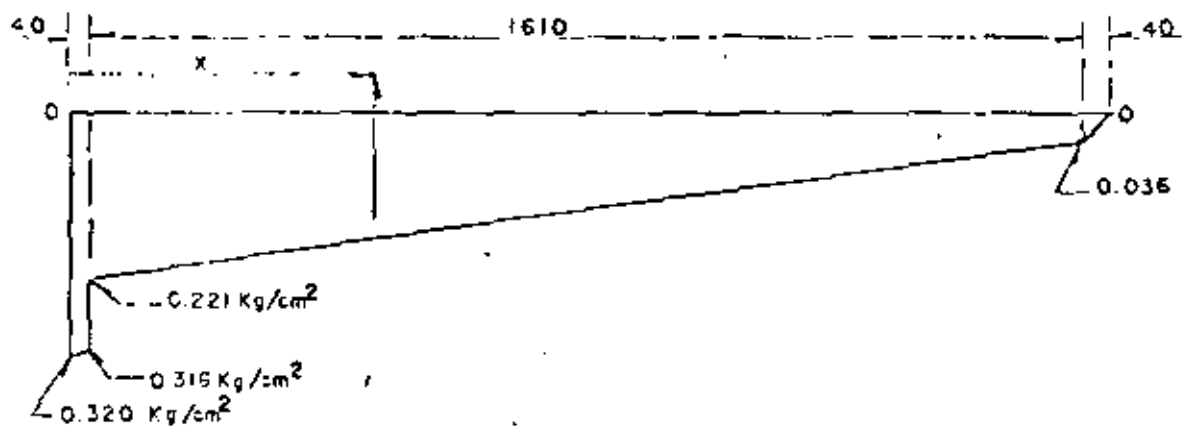
$$S = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 3.00) = 2\,205.75 \text{ Kg/m}^2$$

Punto F .-

$$S = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 19.10) = 358.28 \text{ Kg/m}^2$$

Punto A .-

$$S = 750 (3.00 + 0.00 - 0.153 \times 19.67) = 0$$



Posición de la resultante. - ( X )

$$A_1 = 0.315698 \times 0.40 = 0.126279$$

$$X_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.126279 \times 0.20 = 0.025256$$

$$A_2 = 0.004590 \times 0.40 \times 0.5 = 0.000918$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.1333 \text{ m}$$

$$M_2 = 0.000122$$

$$A_3 = (0.220575 + 0.035828) \times 0.5 \times 16.10 = 2.064044$$

$$X_3 = \frac{16.10}{3} \left( \frac{0.220575 + 2 \times 0.035828}{0.220575 + 0.035828} \right) = 6.116568$$

$$M_3 = 12.624866$$

$$A_4 = 0.035828 \times 0.40 \times 0.5 = 0.007166$$

$$X_4 = 16.10 + \frac{0.40}{3} = 16.233333$$

$$M_4 = 0.116322$$

$$\Sigma A = 2.198407$$

$$\Sigma M = 12.766566$$

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 5.807189 \text{ m} \quad (\text{A partir del punto B})$$

CASO II .-

$$\text{Peso propio} = 838\,050 \text{ Kg.}$$

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Subpresión} = 21984,07 \text{ Kg}$$

$$X = 5,807189 \text{ m}$$

$$M_s = 127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Entonces: } \leq F = 383050 + 21984 = 405034 \text{ Kg}$$

$$\leq M = 3156727 + 12766 = 3\ 284\ 393 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

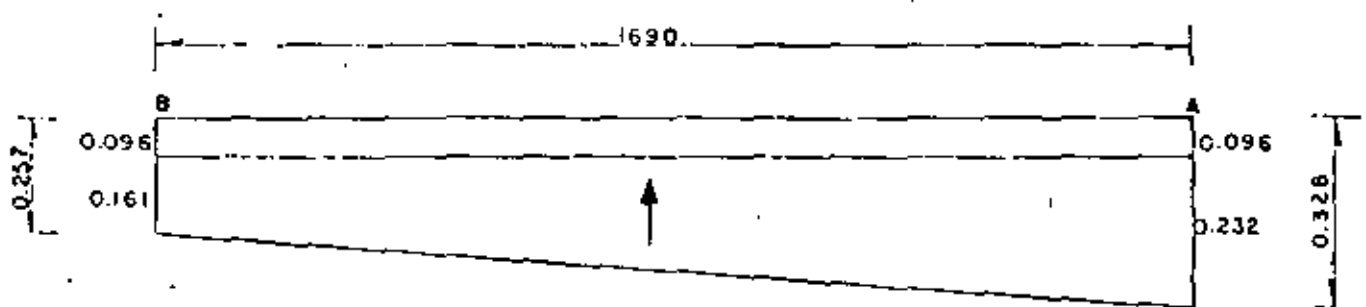
$$X = \frac{3\ 284\ 393}{405\ 034} = 8,109 \text{ m}$$

$$e = \frac{16,90}{2} - 8,109 = 0,34 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán:-

$$f_A = \frac{405\ 034}{16,90 \times 8,20} \left( 1 + \frac{6 \times 0,34}{16,90} \right) = 3275,55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = \frac{405\ 034}{16,90 \times 8,20} \left( 1 - \frac{6 \times 0,34}{16,90} \right) = 2569,94 \text{ Kg/m}^2$$





## CASO III .-

1. - Peso propio = 383050 Kg (Vertical)

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg} - m$$

2. - Cargo de camión = 29030 Kg. (Vertical)

$$M_{cv} = 246174 \text{ Kg} - m$$

3. - Peso del agua (3 m de altura) (Vertical)

$$P_a = 3 \times 7.00 \times 11.40 \times 1000 = 239400 \text{ Kg.}$$

$$X_a = 5.70 \text{ m}$$

$$M_a = 239\,400 \times 5.70 = 1364580 \text{ Kg} - m$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila. - (Horizontal)

$$E_p = 0.40 \times 2.80^2 \times 1000 \times 0.50 = 1568 \text{ Kg.}$$

$$X_p = 0.933 \text{ m}$$

$$M_p = 1463 \text{ Kg} - m$$

5. - Fuerza transmitida por las compuertas a los pasadores. -

$$F_{pa} = 3330 \text{ Kg (Vertical)} \quad 9000 \text{ Kg (horizontal)}$$

$$X_{pa} = 15.00 \quad 8.25 \text{ m}$$

$$M = 49950 \text{ Kg} - m \quad 20250 \text{ Kg} - m$$

6. - Subpresión = - 21934 Kg (Vertical)

$$M_s = - 127666 \text{ Kg} - m$$

$$\Sigma FV = 676166 \text{ Kg}$$

$$\Sigma FH = 10568 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MV = 4\,589\,865 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma MH = 21\,713 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma FV} = \frac{4\,589\,865}{626\,166} = 7.33 \text{ m}$$

$$e = 8.45 - 7.33 = 1.12 \text{ m}$$

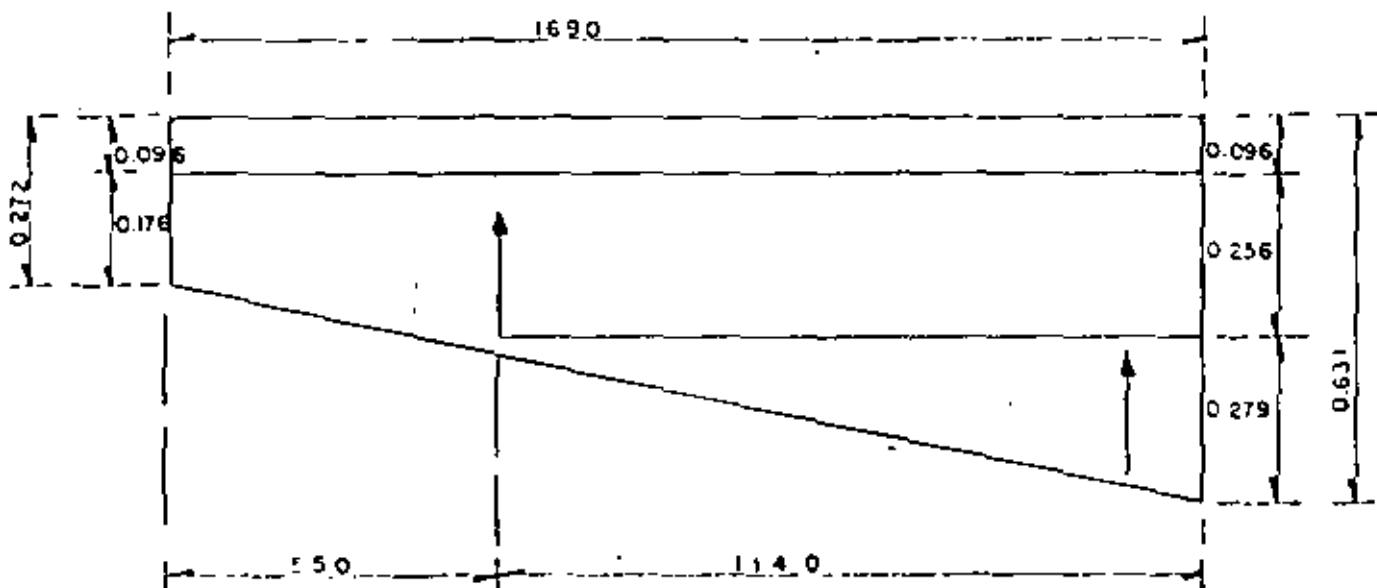
Las presiones totales sobre la losa de cimentación son :

$$f_a = \frac{626\,166}{16.90 \times 8.20} \left( 1 + \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 6315.13 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = \frac{626\,166}{16.90 \times 8.20} \left( 1 - \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 2721.76 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.40 \times 2400 = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = 3.00 \times 7.00 \times 1000 \times \frac{1}{8.20} = 2561 \text{ Kg/m}^2$$



## CASO IV . - ' .

1. - Peso propio = 379582 Kg. (Descontemos peso de compuertas)

$$M_{pp} = 3114452 \text{ Kg} - m$$

2. - Peso soportado por macacos. - (compuertas abiertas)

$$P_2 = 3468 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = 42275 \text{ Kg} - m$$

3. - Subpresión. =

$$P_3 = 21984 \text{ Kg.}$$

$$M_3 = 127666 \text{ Kg} - m$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila

$$P_4 = 1568 \text{ Kg (Horizontal)}$$

$$M_4 = 1463 \text{ Kg.}$$

$$\sum FV = 405034 \text{ Kg.}$$

$$\sum MV = 3\,284\,393 \text{ Kg} - m$$

$$\sum FH = 1568 \text{ Kg.}$$

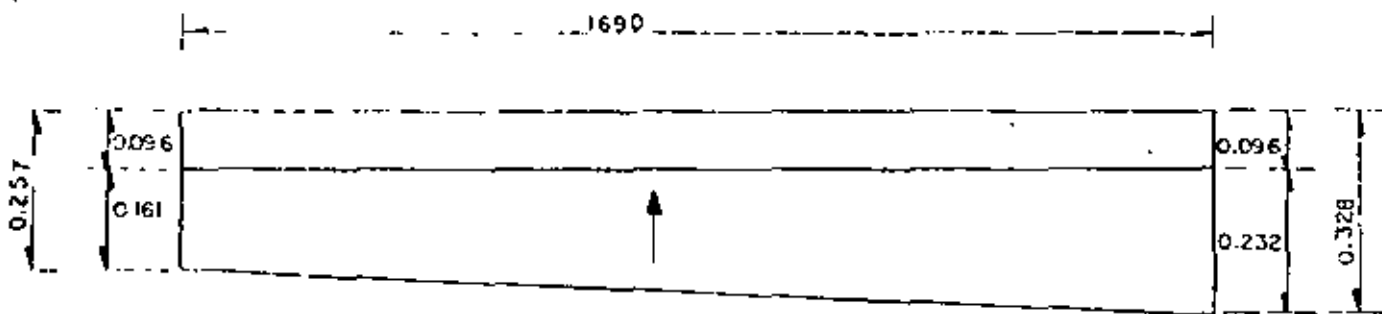
$$\sum MH = 1463 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{3\,284\,393}{405034} = 8.11 \text{ m}$$

$$e = 0.5 \times 16.90 - 8.11 = 0.34 \text{ m}$$

$$f_A = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left( 1 + \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 3275.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left( 1 - \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 2559.94 \text{ Kg/m}$$



Observamos que en los 4 casos analizados la reacción total cae dentro del núcleo central de la superficie de cimentación, por lo tanto se garantiza la estabilidad de la estructura - al volcamiento.

Respecto al deslizamiento, éste está impedido por los dentellones extremos de la estructura que tomarían en su caso el esfuerzo cortante que pudiera generarse por concepto de empujes longitudinales, suponiendo que la fricción con la superficie del suelo no fuera lo suficiente para impedirlo.

#### CARGAS HORIZONTALES SOBRE LOS MUROS LATERALES. -

a). - 0.143 Empuje de tierra

$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60) = 4759 \text{ Kg}$$

$$M = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 (4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$$M = 4759 \times 1.487 = 7078 \text{ Kg - m}$$

b). - Empuje hidrostático (Al nivel del tirante máximo de operación)

$$E_h = 0.5 \times 1000 \times 2.80^2 = 3920 \text{ Kg.}$$

$$Y_h = \frac{2.80}{3} = 0.933$$

$$M_h = 3920 \times 0.933 = 3659 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

c). - Frenaje. -

$$FR = 0.05 \times 2.9030 = 1452 \text{ Kg.}$$

$$Y = 4.00 - 0.27 = 3.73 \text{ m}$$

$$M = 1452 \times 3.73 = 5416 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

d). - Fricción. - (Reacción por carga muerta)

$$R_{cm} = \frac{40723}{2} = 20361 \text{ Kg}$$

$$Fr = 0.05 \times 20361 = 1018$$

$$\text{Brazo} = 4.00 - 0.27 = 3.73$$

$$M = 1018 \times 3.73 = 3797 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

NOTA. - Cuando la represa está vacía es cuando los muros laterales trabajan a su máximo momento, por ésta razón, debemos trabajar sólo con empuje de tierra, frenaje y fricción.

$$\leq FH = 7229 \text{ Kg}$$

$$\leq MH = 16292 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{16291} = 34.46$$

$$\text{Adoptamos: } 35 \text{ cm; } r = 5 \text{ cm; } h = 40$$

Acero de refuerzo. -

$$As = \frac{1629100}{2000 \times 0.90 \times 35} = 25.86 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillos de  $1''\phi$  a cada 20 cm c. a. c.

( $A_s = 25.35 \text{ cm}^2$ ).

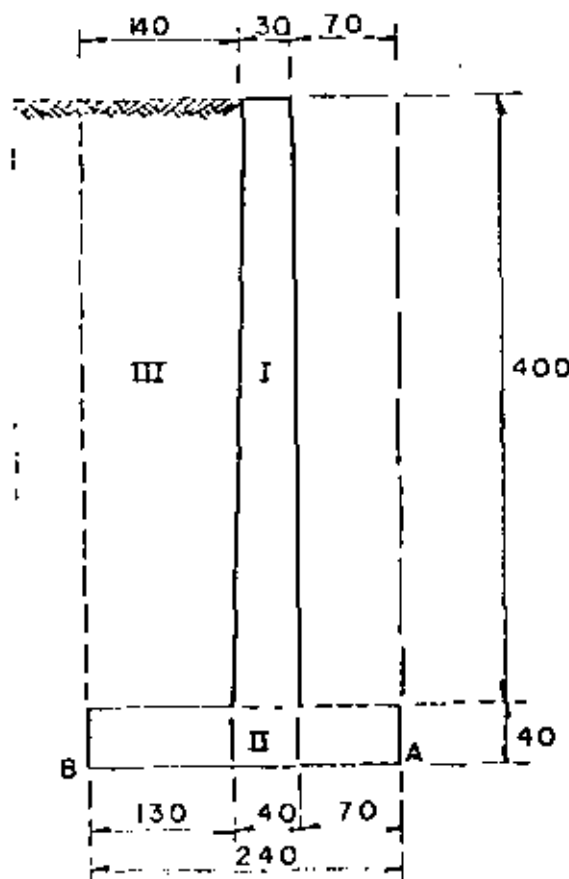
De acuerdo a la altura de corte de la mitad del acero principal de refuerzo, cuando calculamos las transiciones, podemos cortar este a 100 cm a partir del piso de la estructura.

El refuerzo en la pila central se proporcionará por temperatura y haciendo caso a las recomendaciones que para el caso indica la SARH, es decir, colocaremos varillos 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en cada cara.

Por otra parte, el momento producido por los empujes será transmitido a la propia losa.

Finalmente diremos que todos los cálculos anteriores aplicados a la estructura principal, es decir, para el caso de las dos compuertas, serán válidos para el caso de la estructura que tiene una sola compuerta.

##### 5. - CALCULO DEL MURO DE SOSTENIMIENTO



$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.40 (4.40 + 2 \times 0.60) = 5638 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{40.40^2 + 3 \times 4.40 \times 0.60}{3(4.40 + 2 \times 0.60)} = 1.624 \text{ m}$$

$$M = 5638 \times 1.624 = 9156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Espesor del muro. -

$$d = 0.270 \sqrt{9156} = 25.84 \text{ cm}$$

Adoptemos :  $d = 33 \text{ cm}$ ;  $r = 7 \text{ cm}$ ;  $h = 40 \text{ cm}$

Refuerzo. -

$$A_s = \frac{915600}{2000 \times 0.90 \times 33} = 15.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 18 cm c.a.c.

$$(A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 40 = 5.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 25 cm c.a.c.

( $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$ ) en dos capas y en dos direcciones para el caso de la zapata y en caso del muro en una sola capa y en dirección perpendicular al acero principal.

Análisis de la estabilidad del muro. - (consideramos un metro de profundidad del muro y - los momentos se referirán al punto "A")

$$P_1 = 0.35 \times 4.00 \times 2400 = 3360 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.70 + 0.176 = 0.876 \text{ m}$$

$$M_1 = 3360 \times 0.876 = 2943 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 0.40 \times 2.40 \times 2400 = 2304 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 1.20$$

$$M_2 = 2304 \times 1.20 = 2765 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$P_3 = 1.35 \times 4.00 \times 1600 = 8640 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 2.40 - 0.675 = 1.725 \text{ m}$$

$$M_3 = 8640 \times 1.725 = 14904 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma FV = 14304 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma MV = 20612 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma FH = 5638 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma MH = 9156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$X = \frac{(20612 - 9156)}{14304} = 0.80 \text{ m}$$

$$e = \frac{2.40}{2} - 0.80 = 0.400 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán:

$$f_A = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left( 1 - \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left( 1 + \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 17177 \text{ Kg/cm}^2$$

El coeficiente de seguridad al volteamiento es:

$$CS_V = \frac{20612}{9156} = 2.25 \approx 2 \therefore \text{No se voltea}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento es:

$$CS_d = \frac{5638}{0.52 \times 14304} = 0.76 < 1 \therefore \text{No se desliza}$$

ABANICOS. -

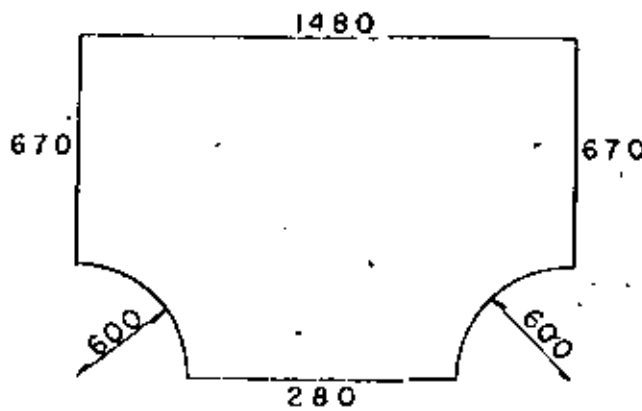
Estos constán de un macizo de concreto simple, junto al muro de entrada de la estructura de compuertas, y una losa de 25 cm de espesor, de talud variable y apoyada en muros --



CUBICACIONES

(1). - ESTRUCTURA REPARTIDORA .-

a). - Loso de piso



Espesor del piso = 0.20 m

$$\text{Area} = 14.80 \times 12.70 - \frac{3.14 \times 12.00^2}{8} = 131.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 131.41 \times 0.20 = \underline{\underline{26.28 \text{ m}^3}}$$

1 m<sup>2</sup> de losa tiene 10 m. de varilla (Vars. 1/2" Ø en dos direcciones en una sola capa)

$$\therefore = 131.24 \times 10 \times 1.00 = \underline{\underline{1312 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \text{ Ø})$$

b). - Muro de contención. - (19.10 m de desarrollo)

$$A = 0.40 \times 2.40 + 0.35 \times 4.00 = 2.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 19.10 \times 2.36 = \underline{\underline{45.08 \text{ m}^3}}$$

longitud de una varilla cortada de 3/4" Ø a cada 36 cm = 2.45 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 53

$$\text{Peso} = 53 \times 2.45 \times 2.25 = \underline{292 \text{ Kg.}}$$

Longitud de varillas prolongadas de  $3/4'' \varnothing$  a cada 36 cm = 5.25 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 52

$$\text{Peso} = 52 \times 5.25 \times 2.25 = \underline{614 \text{ Kg}}$$

$$\text{Total} = \underline{\underline{906 \text{ Kg}}} \quad (3/4'' \varnothing)$$

Número de varillas  $1/2'' \varnothing$ , con 19.00 m de desarrollo = 44

$$\text{Peso} = 44 \times 1.00 \times 19.00 = \underline{836 \text{ Kg.}}$$

Número de varillas de  $1/2'' \varnothing$ , con 2.30 m de desarrollo = 190

$$\text{Peso} = 190 \times 2.30 \times 1.00 = \underline{437 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Total} = \underline{\underline{1273 \text{ Kg}}} \quad (1/2'' \varnothing)$$

c). - Abanicos. -

$$\text{Desarrollo inferior} = \frac{2 \times 3.1416 \times 6.00}{4} = 9.42 \text{ m}$$

$$\text{Longitud promedio} = (6.00 + 4.00) 0.5 = 5.00 \text{ m}$$

$$\text{Area total del abanico} = 9.42 \times 5.00 = 47.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto en dos abanicos} = 47.12 \times 0.20 \times 2 = \underline{\underline{18.85 \text{ m}^3}}$$

En un  $\text{m}^2$  de losa del abanico se tienen 6 m de varilla de  $5/8'' \varnothing$ .

$$\therefore \text{Peso de dos abanicos} = 47.12 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{\underline{443.87 \text{ Kg.}}} \quad (5/8'' \varnothing)$$

Un abanico tiene dos contrafuertes de 5.50 m de altura y base promedio de 4.50 m, con zapata de 0.80 m de ancho y 0.30 de altura.

$$\text{Volúmen de dos contrafuertes} = 0.30 \times 4.50 \times 0.80 + 0.20 \times 4.50 \times 1.00 + 0.20 \times 4.50 \times 4.20 \times 0.5 = \underline{\underline{3.87 \text{ m}^3}}$$

En un  $\text{m}^2$  de contrafuerte hay 6.00 m de varilla de  $5/8'' \emptyset$

$$\begin{aligned} A &= (0.80 \times 4.50 + 4.50 \times 1.00 + 4.50 \times 4.20 \times 0.5) 2 = 35.10 \text{ m}^2 \\ &= 35.10 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{\underline{330.64 \text{ Kg.}}} \quad (5/8'' \emptyset) \end{aligned}$$

Cada olánico tiene dos contrafuertes de concreto simple cuyo volúmen vale:

$$V = (4.00 \times 1.00 \times 0.45) 2 = \underline{\underline{3.60 \text{ m}^3}}$$

Dentellón de los olánicos

$$\text{Concreto} = 0.40 \times 1.50 \times 14.80 = \underline{\underline{8.88 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 14.80 \times 8.00 \times 1.00) 2 = \underline{\underline{307.84 \text{ Kg}}} \quad (1/2'' \emptyset)$$

Dentellones de la estructura distribuidora

$$\text{Concreto} = (0.40 \times 1.50 \times 8.00) 2 = \underline{\underline{9.60 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 8.00) \times 8.00 \times 1.00 \times 4 = 332.80 \text{ Kg} \quad (1/2'' \emptyset)$$

Resúmen del inciso ( 1 ) .-

$$\text{Concreto Reforzado} = 26.28 + 45.08 + 18.85 + 3.87 + 8.88 + 9.60 = 112.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto simple} = 3.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2'' \emptyset = 3226 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 5/8'' \emptyset = 775 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 3/4'' \emptyset = \frac{906}{4907} \text{ Kg.}$$

( II ) . - ESTRUCTURA PARA EL DESAGUE. -

$$A = 8.20 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 + 0.40 \times 4.00 = 7.68 \text{ m}^2$$

$$V = 7.68 \times 16.90 = \underline{\underline{129.79 \text{ m}^3}}$$

$$85 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 15.50 \text{ m} = 1317.50 \text{ m}$$

$$175 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 4.80 \text{ m} = 816.00 \text{ m}$$

$$201 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 16.80 \text{ m} = \frac{3375.80 \text{ m}}{5510.30 \text{ m}}$$

$$= 5510.30 \times 1.00 = \underline{\underline{5510.30 \text{ Kg} (1/2" \varnothing)}}$$

$$43 \text{ varillas } 1" \varnothing \text{ con L} = 16.70 \text{ m} = 718.10 \text{ m}$$

$$42 \text{ varillas } 1" \varnothing \text{ con L} = 11.10 \text{ m} = \frac{466.20 \text{ m}}{1184.30 \text{ m}}$$

$$= 1184.30 \text{ m} \times 4.00 = \underline{\underline{4737.20 \text{ Kg} (1" \varnothing)}}$$

Resumen del Inciso ( II ). -

$$\text{Concreto} = 129.79 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2" \varnothing = 5510.30 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero de } 1" \varnothing = 4737.20 \text{ Kg.}$$

( III ) . - ESTRUCTURA PARA EL CANAL DE RIEGO. -

$$A = 3.30 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 = 4.12 \text{ m}^2$$

$$V = 4.12 \times 16.50 = \underline{\underline{67.98 \text{ m}^3}}$$

$$83 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 10.60 \text{ m} = 879.80 \text{ m}$$

$$111 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 16.50 \text{ m} = \frac{1820.40 \text{ m}}{2700.20 \text{ m}}$$

$$W = 2700.20 \times 1.00 = 2700.20 \text{ Kg.}$$

$$42 \text{ varillas de } 1" \text{ } \phi \text{ con L} = 11.80 \text{ m} = 495.60 \text{ m}$$

$$41 \text{ varillas de } 1" \text{ } \phi \text{ con L} = 6.30 \text{ m} = \frac{258.30 \text{ m}}{753.90 \text{ m}}$$

$$W = 753.90 \times 4.00 = \underline{\underline{3015.60 \text{ Kg.}}} \quad (1" \text{ } \phi)$$

Resumen del inciso (III)

$$\text{Concreto} = 30.90 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero } 5/8" \text{ } \phi = 359.37 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero } 1/2" \text{ } \phi = 612.22 \text{ Kg.}$$

(III). - TRANSICION DEL DESAGUE

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 15.40 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 15.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 15.05 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{18.45 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillas de } 5/8" \text{ } \phi \text{ con L} = 8.10 \text{ m} = 89.10 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillas de } 5/8" \text{ } \phi \text{ con L} = 13.98 \text{ m} = \frac{139.80 \text{ m}}{228.90 \text{ m}}$$

$$W = 228.90 \times 1.57 = \underline{\underline{359.37 \text{ Kg.}}} \quad (5/8" \text{ } \phi)$$

En un  $\text{m}^2$  tenemos 4 m de varillas de  $1/2" \text{ } \phi$ , de donde:

$$= 15.05 \times 3.50 \times 4 \times 1.00 = \underline{\underline{210.70 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

$$\text{Desarrollo al centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en la sección 1.5: 1} = 13.98 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 14.34 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 14.34 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{\underline{12.54 \text{ m}^3}}$$

En un  $\text{m}^2$  de concreto tenemos 8 m de varillo de  $1/2" \varnothing$

$$N' = 14.34 \times 3.50 \times 8.00 \times 1.00 = \underline{\underline{401.52 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

#### (IV) .- TRANSICION DEL CANAL DE RIEGO

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 10.50 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 8.83 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 9.665 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 9.665 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{11.84 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillos de } 5/8" \varnothing \text{ con L} = 4.93 \text{ m} = 54.18 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillos de } 5/8" \varnothing \text{ con L} = 9.665 \text{ m} = \frac{96.67 \text{ m}}{150.85 \text{ m}}$$

$$N = 9.665 \times 3.50 \times 4.00 \times 1.00 = \underline{\underline{135.31 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

Desarrollo en el centro del claro = 8.83 m

Desarrollo en la sección 1.5:1 = 6.90 m

Desarrollo promedio = 7.82 m

Longitud del medio claro = 3.50 m

Espesor promedio = 0.25 m

Volumen de concreto =  $7.82 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{\underline{6.84 \text{ m}^3}}$

En un  $\text{m}^2$  de concreto tenemos 8.00 m de varillas de  $1/2'' \phi$ .

$W = 7.82 \times 3.50 \times 8.00 \times 1.00 = \underline{\underline{218.96 \text{ Kg } (1/2'' \phi)}}$

Resumen del inciso (IV) .-

Concreto = 18.68  $\text{m}^3$

Acero de  $5/8'' \phi$  = 736.80 Kg.

Acero de  $1/2'' \phi$  = 354.27 Kg.

JUNTA ASFALTICA DE 2 DE ESPESOR

$A = 118.90 \times 0.20 = 23.78 \text{ m}^2$

SELLO TIPO LIGERO. -

En transición del desague con canal 13.60  $\text{m}^2$

En estructura de desague con transición 15.60  $\text{m}^2$

En estructura de desague con repartidora 15.60  $\text{m}^2$

En el muro de contención con piso repartidora 14.90  $\text{m}^2$

En el anillo con estructura repartidora 26.80  $\text{m}^2$

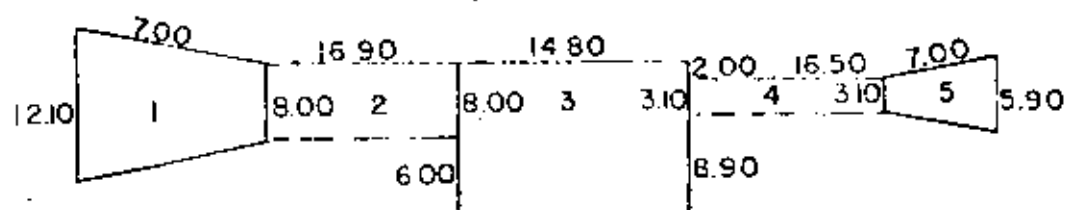
En canal de conducción con abanicos	17.40 m <sup>2</sup>
En repartidora con estructura del canal de riego	15.40 m <sup>2</sup>
En estructura del canal con transición de riego	11.20 m <sup>2</sup>
En transición de riego con canal de riego	7.00 m <sup>2</sup>
	<hr/>
	137.50 m <sup>2</sup>

#### BARANDAL DE TUBO DE FIERRO DE 2 1/2" Ø

En puente carretero (desague)	15.60 m
En losa de maniobras (desague)	7.80 m
En muro de contención	17.25 m
En los abanicos	13.95 m
En puente carretero (Canal de riego)	5.80 m
En losa de maniobras (Canal de riego)	2.90 m
	<hr/>
	63.30 m

#### EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Se consideraron taludes verticales y sin banquetas





Para tomar en cuenta las excavaciones de los dentellones tomaremos una altura del terreno natural de 2.00 m.

$$A_1 = (12.10 + 8.00) 0.5 \times 7.00 = 70.35 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 16.90 \times 8.00 = 135.20 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 14.80 \times 14.00 = 207.20 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 3.10 \times 16.50 = 51.15 \text{ m}^2$$

$$A_5 = (3.10 + 5.90) 0.5 \times 7.00 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 495.40 \text{ m}^2$$

Volumen aproximado de excavación =  $495.40 \times 2.00$

$$V = 991 \text{ m}^3$$

#### RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS) .-

Según vemos el plano general donde se muestran las plataformas a la elevación 32.77

tenemos que rellenar 4.00 m de altura aproximadamente

$$A_1 = 7.00 \times 7.00 = 49.00 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 16.90 \times 7.00 = 118.30 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 15.10 \times 7.00 = 105.70 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 16.50 \times 9.15 = 150.98 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 8.075 \times 7.00 = 56.53 \text{ m}^2$$

$$A_6 = 2.60 \times 7.00 = 18.90 \text{ m}^2$$

$$A_7 = 3.50 \times 16.90 = 59.15 \text{ m}^2$$

$$A_8 = 3.50 \times 16.50 = 57.75 \text{ m}^2$$

$$A_g = 7.00 \times 2.75 = \underline{19.25 \text{ m}^2}$$

$$A \text{ total} = 635.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura promedio de relleno} = 2.60 \text{ m}$$

Volúmen total del relleno (Según las líneas de proyecto)

$$V = 635.56 \times 2.60 = 1652 \text{ m}^3$$

LOSAS. -

1. - En la estructura para desague

a). - Dos tramos de losa para puente carretero

$$\text{Acero} = 1914 \text{ Kg (según plano)}$$

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.27 \times 8.00 = 15.77 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 8.00 \times 2 = 1.20 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 4 (0.03 \times 0.25 \times 7.30) = 0.22 \text{ m}^3$$

b). - Dos tramos de losa de maniobras para las compuertas.

$$\text{Acero} = 284 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 8.00 = 2.40 \text{ m}^3$$

c). - Dos tramos de losa de maniobras para agujas. -

$$\text{Acero} = 227 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 8.00 = 1.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Total de acero en losas del desague} = 2425 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de concreto en losas del desague} = \underline{21.51 \text{ m}^3}$$

2.- En la estructura para el canal de riego. -

a). - Un tramo de losa para puente carretero

Acero = 655 Kg (según plano)

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.25 \times 3.10 = 5.66 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 3.20 \times 2 = 0.47 \text{ m}^3$$

$$V_3 = (0.03 \times 0.30 \times 7.30) \times 2 = \frac{0.13 \text{ m}^3}{6.26 \text{ m}^3}$$

b). - Un tramo de losa de maniobra para compuerta. -

Acero = Kg. (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 3.10 = 0.93 \text{ m}^3$$

c). - Un tramo de losa de maniobras para agujas. -

Acero = Kg (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 3.10 = 0.74 \text{ m}^3$$

3. - Drenes

6 piezas (2 drenes por tramo)

4. - Junta asfáltica de 2 de espesor

$$A_1 = 0.38 \times 8.00 = 3.04 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.30 + 0.40 + 0.30) 8.00 = 8.00 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (0.30 + 0.30) 3.10 = 1.86 \text{ m}^2$$

---


$$12.90 \text{ m}^2$$

5. - Concreto asfáltico. -

$$V_1 = 6.70 \times 0.03 \times 8.00 = 1.61 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 6.70 \times 0.03 \times 3.10 = \frac{0.62 \text{ m}^3}{2.23 \text{ m}^3}$$



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

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

**PUENTE-VADO SOBRE EL RIO  
SOTO LA MARINA**

**ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982**

GENERALIDADES Y  
CALCULOS HIDRAULICOS

## GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Soto la Marina, en el Estado de Tamaulipas se hizo necesaria la construcción de un Puente-Vado para comunicar la Población de Abasolo con un Ejido llamado "Morelos" que en la actualidad cuenta con una población de 457 familias (Ejidatarios).

Este ejido quedaba siempre aislado en época de avenidas y con la grave consecuencia de que el producto de sus cosechas en varias ocasiones se les echaba a perder. Esto - unido a las necesidades que por enfermedad ó alguna otra causa impedía a los habitantes del mencionado ejido atravesar el citado río, agravaba más la situación de éstas personas.

Las autoridades de ésta Secretaría de Recursos Hidráulicos convinieron pues en la construcción del citado Puente-Vado.

## SITIO DEL CRUCE. -

Se estudiaron cuatro (4) alternativas probables para el puente, quedando en definitivo la sección estudiada a 200m aguas arriba del vado actual que no es más que una serie de 6 tubos de 76 cm de  $\phi$  con un colchón de tierra de aproximadamente 1.50m, con 6.00m de ancho de corona.

## PORQUE SE PENSO EN PUENTE - VADO:

Haciendo esta Secretaría un estudio hidrológico detallado se llegó a la conclusión de que construir un puente requería de una altura de aproximadamente 26.00 metros desde el lecho del río hasta la rasante ya que había que considerar el gasto que en algún caso dado vertiera la "Presa La Patria es Primero" (Tiene capacidad para verter 5 000  $m^3$ /seg), más el gasto por cuenca propia de la zona estudiada (540  $m^3$ /seg) aproxima

damente, para un período de retorno de 5 a 10 años).

Por otra parte, pensar en un Vado sería inútil pues el vado actual es suficiente para el gasto de estiaje ( $12$  a  $20 \text{ m}^3/\text{seg}$ ).

Lo razonable entonces sería la construcción del Puente-Vado para que la población del Ejido Morelos estuviera aislada el mínimo tiempo (3 a 5 días en época de avenidas).

#### TIPO DE PUENTE. - ALTERNATIVAS. -

Se procedió a estudiar el tipo de puente adecuado para el cruce y tras algunas alternativas y consultando con las autoridades correspondientes de la S. R. H. se concluyó lo siguiente:

##### a). - SUPERESTRUCTURA. -

Esta debería ser lo menos peraltada posible para evitar un mayor empuje dinámico del agua. Además, como los claros son de  $20 \text{ m}$  se pensó en que ésta debería ser a base de losas de concreto reforzado, aligeradas con tubo de cartón comprimido. (peralte de  $1.00 \text{ m}$ ).

##### b). - SUBESTRUCTURA. -

La solución a este caso fué a base de pilas de concreto reforzado con cabezas en doble voladizo; con el cuerpo de la columna con tajamares redondeados y desplantados en el manto de lutita.

En los apoyos extremos se pensó en caballetes de concreto reforzado y desplantados por superficie (zapatas). -



## CALCULOS HIDRAULICOS Y LOCALIZACION DE LA RASANTE. -

En relación a los cálculos hidráulicos y de acuerdo con el estudio hidrológico proporcionado (copia) por la S. R. H. vamos a verificar sus características tanto en la sección original como en la sección modificada, es decir, bajo el puente.

Para esto de acuerdo con el anteproyecto definitivo, calcularemos el Area Hidráulica, contando para esto con un planímetro calibrado, marca OTT, y tomando - - áreas parciales según se muestra.

Se efectuaron en cada caso 4 (cuatro) lecturas al promedio de ellas se le afectó - del factor 4 por estar el dibujo a escala 1:200

$$A_I = \left\{ \begin{array}{l} 715.3 \\ 707.2 \\ 699.6 \\ 691.7 \end{array} \right\} = 7.87 \text{ (promedio)} = 7.87 \times 4 = 31.47 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = \left\{ \begin{array}{l} 691.6 \\ 667.4 \\ 643.3 \\ 619.2 \end{array} \right\} = 24.13 \text{ (promedio)} = 24.13 \times 4 = 96.53 \text{ m}^2$$

$$A_{III} = \left\{ \begin{array}{l} 699.8 \\ 661.4 \\ 622.8 \\ 584.2 \end{array} \right\} = 38.53 \text{ (promedio)} = 38.53 \times 4 = 154.13 \text{ m}^2$$

$$A_{IV} = \left\{ \begin{array}{l} 600.7 \\ 576.5 \\ 553.6 \\ 530.3 \end{array} \right\} = 23.47 \text{ (promedio)} = 23.47 \times 4 = 93.87 \text{ m}^2$$

$$A_V = \left\{ \begin{array}{l} 724.5 \\ 714.1 \\ 703.8 \\ 693.0 \end{array} \right\} = 10.50 \text{ (promedio)} = 10.50 \times 4 = 42.00 \text{ m}^2$$

Area hidráulica total en la sección:  $A_0 = 418.00 \text{ m}^2$

PERIMETRO MOJADO. - ( $P_o$ )

Esta lectura se obtuvo con curvímtero y se efectuó varias veces para obtener una mayor aproximación.

$$P_o = 102.90 \text{ m}$$

RADIO HIDRAULICO. - ( $r_o$ )

$$r_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{418.00}{102.90} = 4.052 \text{ m}$$

$$r_o^{2/3} = 2.546 \text{ m}^{2/3}$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD. - ( $n$ )

Se consideró  $n = 0.045$  por ser un cauce natural.

GASTO DE LA CORRIENTE. - ( $Q_o$ )

Según estudio hidrológico:  $Q_o = 540 \text{ m}^3/\text{seg}$

VELOCIDAD DE LA CORRIENTE. - ( $V_o$ )

$$V_o = \frac{540}{418} = 1.292 \text{ m/seg}$$

PENDIENTE HIDRAULICA. - ( $S_o$ )

$$S_o = \left( \frac{V_o n}{r_o^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.292 \times 0.045}{2.246} \right)^2 = 0.00052$$

La Residencia de Construcción en Abasolo, Toms. reporta una pendiente hidráulica de  $S=0.00051$  por lo tanto podemos asegurar que los cálculos anteriores estan dentro de la realidad.

## CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

### AREA BAJO EL PUENTE. - ( $A_{bp}$ )

De acuerdo con el plano del anteproyecto calcularemos el área obstruida por los cobertores y las pilas del puente:

$$\begin{array}{rcl} A1 & = & 3.10 \times 1.00 = 3.10 \text{ m}^2 \\ A2 & = & 6.40 \times 1.00 = 6.40 \text{ " } \\ A3 & = & 6.35 \times 1.00 = 4.35 \text{ " } \\ A4 & = & 2.30 \times 0.40 = 0.46 \text{ " } \\ \hline & & 20.66 \text{ m}^2 \end{array}$$

Entonces el área bajo el puente es:

$$A_{bp} = 418 - 20.66 = 397.34 \text{ m}^2$$

### VELOCIDAD BAJO EL PUENTE. - ( $V_{bp}$ )

$$V_{bp} = \frac{Q_0}{A_{bp}} = \frac{540.00}{397.34} = 1.359 \text{ m/seg}$$

### SOBREELEVACION. -

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_0^2}{2g} = \frac{1.359^2 - 1.292^2}{2 \times 9.81} = 0.009 \text{ m}$$

Podemos decir que la sobreelevación bajo el puente es nula.

### CALCULO DE LA RASANTE. -

N. A. para 540 m <sup>3</sup> /seg	39.90 m
Sobreelevación	0.00 "
Espacio libre vertical	1.07 "
Espesor de la superestructura	1.00 "
Espesor de la carpeta asfáltica	0.03 "
	<hr/>

$$\text{RASANTE} = 42.00 \text{ m}$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA  
SUPERESTRUCTURA

### DESCRIPCION. -

Este cálculo corresponde a una losa plana, de concreto reforzado de 20m de claro, aligerada con tubos de cortón comprimido de 72 cm de  $\phi$ .

### DATOS DEL PROYECTO. -

Claro de la losa = 20.00 m

Longitud total = 20.50 m

Ancho de carpeta asfáltica = 6.50 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho total del puente = 8.00 m

Espesor de la losa aligerada = 1.00 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 cm

Bombeo = 0.08 m (El perfil es recto con pendiente de 2%)

Esviajamiento =  $0^\circ$  (El puente es normal)

Parapeto de tubo de fierro fundido de 2 1/2"  $\phi$

Cargo móvil: Camión tipo HS -20, en dos fajas de circulación

### CONSTANTES DE CALCULO PARA CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (LE \geq 4\,000 \text{ Kg/cm}^2)$$

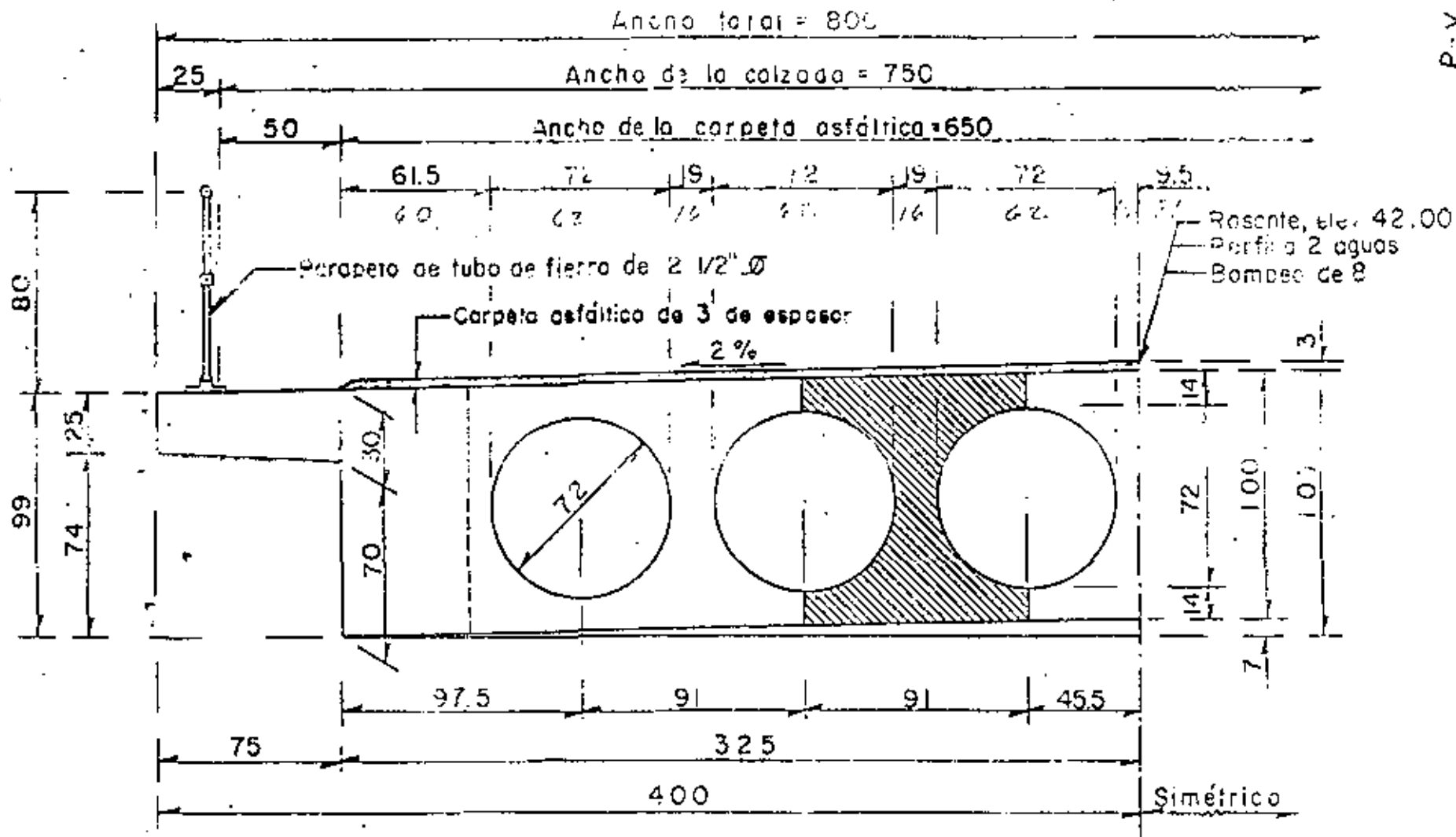
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 \quad f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2 \quad e = 0.270$$

$$n = 9$$

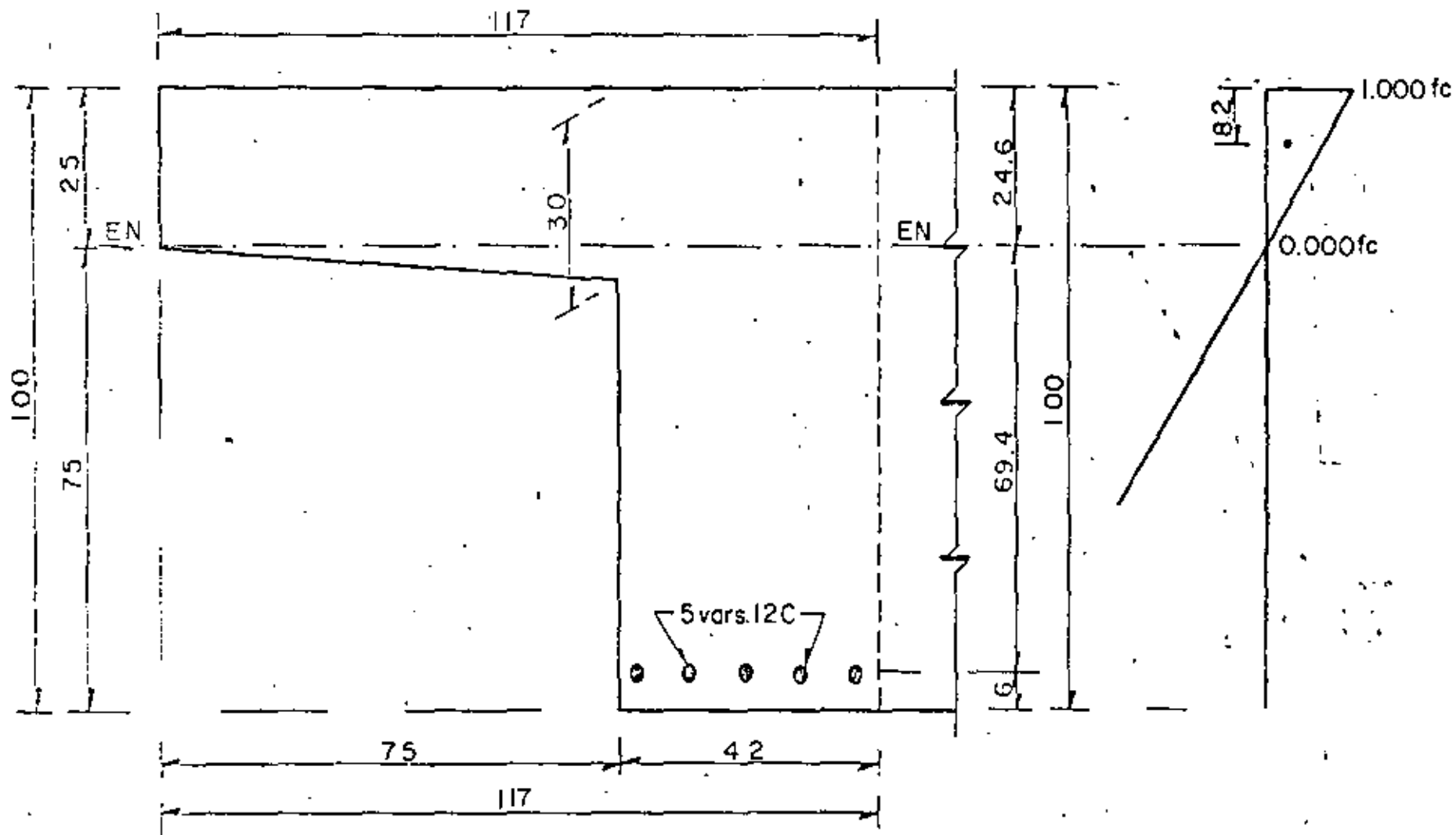
$$h_i = 0.30$$

$$j = 0.90$$



MEDIA SECCION NORMAL





VIGA MARGINAL Y VOLADIZO



### SECCION PROPUESTA. -

Los tres hojas anteriores muestran el tipo de superestructura que deseamos calcular, mostrando media sección normal, detalle de la viga y Dovela.

### DISEÑO ESTRUCTURAL. -

#### CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UNA DOVELA:

a). - Paso propio

Peso del tubo de cartón comprimido =	= 22	Kg/m
Asfalto = $0.91 \times 0.03 \times 2200$ , =	60	"
Concreto = $(0.91 \times 1.00 - 0.7854 \times 0.72^2) \times 2400$	= 1207	"
	<hr/>	
	1289	Kg/m

b). - Carga móvil con impacto. -

$$i = \frac{15.24}{20 + 38.10} = 0.262$$

$E = 0.05S + 1.22 = 0.06 \times 20 + 1.22 = 2.42 \text{ m} > 2.13 \text{ m}$  se limita este valor a  $E=2.130\text{m}$

Del apendice "A" pág 164 de las especificaciones de puentes para Caminos, de la S. O. P., en su edición de noviembre de 1964, e interpolando para 20.00m de claro, tenemos:

$M_{cv} = 125390 \text{ Kg-m/foja de circulación}$

c). - Momento total por metro. -

$$M_{total} = \frac{1289 \times 20^2}{8} + \frac{125390 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 101596 \text{ Kg-m}$$

d). - Momento total por Dovela. -

$$M_{total} = 101596 \times 0.91 = 92452 \text{ Kg-m}$$

REVISION DE LOS ESFUERZOS POR FLEXION. -

De acuerdo con la hoja núm. 11 supondremos el eje neutro (EN) a 28.1 cm por debajo de la parte superior de la dovela.

Suponemos además que el acero principal de refuerzo por dovela lo forman 7 vars.

$$10\zeta \text{ es decir } A_s = 7 \times 7.92 = 55.44 \text{ cm}^2$$

a). - El momento estático del concreto vale:

$$V_1 = 91 \times 14 \times 21.1 = 26881 \text{ cm}^3$$

$$V_2 = (91 + 69) 0.5 \times 1.6 \times 13.3367 = 1707 \text{ cm}^3$$

$$V_3 = (69 + 57.3) 0.5 \times 2.5 \times 11.2886 = 1782 \text{ cm}^3$$

$$V_4 = (57.3 + 49.4) 0.5 \times 2.5 \times 8.7803 = 1171 \text{ cm}^3$$

$$V_5 = (49.4 + 42.9) 0.5 \times 2.5 \times 6.2793 = 724 \text{ cm}^3$$

$$V_6 = (42.9 + 37.9) 0.5 \times 2.5 \times 3.7759 = 381 \text{ cm}^3$$

$$V7 = \frac{(37.9 + 33.7) 0.5 \times 2.5 \times 1.2744}{Mc} = \frac{114 \text{ cm}^3}{32760 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Como } Ms = 55.44 \times 9 \times 65.9 = 32881 \text{ Cn}^3 =$$

$Mc = 32760 \text{ cm}^3$ , entonces la suposición del eje neutro es aceptable.

c). - La compresión se define con:

$$\text{Fuerza}_1 = (1.000 + 0.5018) 0.50 \times 14 \times 91 \times fc = 956.647fc$$

$$\text{Brazo}_1 = 6.226 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_1 = 5956.082 fc$$

$$\text{Fuerza}_2 = (0.5018 + 0.4448) 0.50 \times 1.6 \times 80 \times fc = 60.582 fc$$

$$\text{Brazo}_2 = 14.7839 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_2 = 895.644 fc$$

$$\text{Fuerza}_3 = (0.4448 + 0.3559) 0.50 \times 2.5 \times 63.15 \times fc = 63.205 fc$$

$$\text{Brazo}_3 = 16.8037 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_3 = 1052.032 fc$$

$$\text{Fuerza}_4 = (0.3559 + 0.2669) 0.50 \times 2.5 \times 53.35 \times fc = 41 fc$$

$$\text{Brazo}_4 = 19.2905 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_4 = 801.192 fc$$

$$\text{Fuerza}_5 = (0.2669 + 0.1779) 0.50 \times 2.5 \times 46.15 \times fc = 25.659 fc$$

$$\text{Brazo}_5 = 21.7666 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_5 = 558.518 fc$$

$$\text{Fuerza}_6 = (0.1779 + 0.0897) 0.50 \times 2.5 \times 40.40 \times f_c = 13.514 f_c$$

$$\text{Brazo}_6 = 24.2127 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_6 = 327.205 f_c$$

$$\text{Fuerza}_7 = 0.0897 \times 2.5 \times 0.50 \times 35.8 \times f_c = 4.014 f_c$$

$$\text{Brazo}_7 = 26.4333 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_7 = 106.105 f_c$$

$$\Sigma F = 1165 f_c$$

$$\Sigma M = 9706 f_c$$

$$\text{Por lo tanto } Z = \frac{9706.829 f_c}{1165.154 f_c} = 8.331 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } J_d = 100 - 6 - 8.331 = 85.669 \text{ cm}$$

Los esfuerzos de trabajo resultarán:

$$f_c = \frac{9706.829}{1165.154 \times 85.669} = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$97 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{9706.829}{55.44 \times 85.669} = 2044 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{ que sobrepasa} = \left( \frac{2044 - 2000}{2000} \right) 100 = 2.2 \% < 3\% \text{ A.C.I.}$$

En conclusión, los esfuerzos de trabajo son aceptables

a). - Refuerzo por distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 20}} = 12.35 \% < 50 \%$$

$$A_{sd} = 0.1235 \times 55.44 = 6.85 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm c.a.c.

f). - Refuerzo por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 91 \times 100 = 11.375 \text{ cm}^2 \quad 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará el máximo refuerzo especificado para temperatura que es de  $6.00 \text{ cm}^2$ ; por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 21 cm c.a.c.

#### REVISION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES. -

En las zonas próximas a los apoyos, la losa será de sección maciza, para soportar la fuerza cortante, con un esfuerzo máximo de  $v = 1.33 \sqrt{f'c} = 21.03 \text{ Kg/cm}^2$ , en atención a lo especificado por A.C.I.

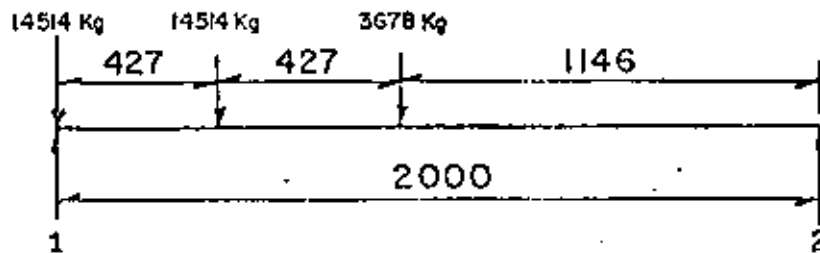
a). - Cortante por peso propio:

Suponiendo que los tubos lleguen hasta la sección a 1.30m del eje de apoyos, la fuerza cortante tendrá el siguiente valor máximo:

Asfalto	= $0.03 \times 0.91 \times 20 \times 0.50 \times 2200 =$	601 Kg
Macizo	= $1.30 \times 1.00 \times 0.91 \times 2400 =$	2839 "
Dovela	= $(1.00 \times 0.91 - 0.7854 \times 0.72^2) \times 0.70 \times 2400 =$	10499 "
	$V_{pp} =$	13939 Kg.

b). - Cortante por carga móvil en apoyo:

Con las concentraciones que se indican, tendremos:



$$R_1 = \frac{14514 + 14514 \times 15.73 + 3628 \times 11.46}{20.00} = 28,008 \text{ Kg}$$

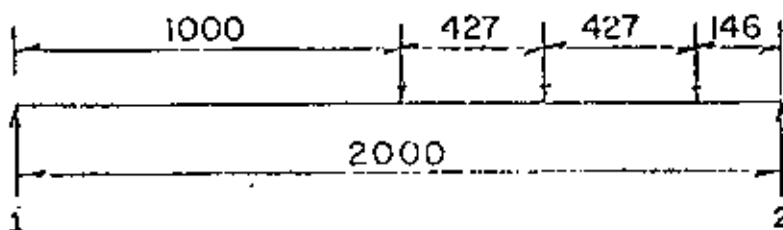
$$V_{cv} = \frac{28,008 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 8297 \text{ Kg}$$

El cortante total en el apoyo vale:

$$V_{total} = 22236 \text{ Kg}$$

c). - Cortante por carga móvil, en el centro del claro. -

Con las concentraciones indicadas se tiene:



$$R_1 = \frac{14514 \times 10.00 + 14514 \times 5.73 + 3528 \times 1.46}{20.0} = 11680 \text{ Kg}$$

$$\text{Entonces } V_d = \frac{11680 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 3460 \text{ Kg}$$

Teniendo en cuenta que la variación de la fuerza cortante es muy aproximadamente lineal, la intensidad en la sección a 1.30m del eje de apoyos será:

$$V_{1.30} = \frac{3460 + 22236 - 3460 \times 18.70}{20} = 21016 \text{ Kg}$$

y el esfuerzo cortante será:

$$V'_{1.30} = \frac{21016}{19 \times 85.669} = 12.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.91 \text{ Kg/cm}^2 < 21.03 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

d). - Distancia, a partir del centro del claro, a la cual puede doblarse la mitad del acero principal de refuerzo.

$$d = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_r}} + 0.30 = 10 \sqrt{0.5} + 0.30 = 7.37 \text{ m}$$

Se doblará la mitad del acero principal del refuerzo a 8.70m a partir del claro para no recortar la longitud de los tubos de cartón comprimido.

e). - Para reforzar la parte central de la losa, aligerada con tubos de cartón comprimido, se usarán varillas 4C de dos ramas, cuyo espaciamiento se determina considerando que el concreto puede absorber.

$$V_{perm} = 0.292 F_c = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.62 \times 19 \times 85.669 = 7520 \text{ Kg}$$

$$V_{estribos} = 21016 - 7520 = 13496 \text{ Kg}$$

Entonces la separación para estos estribos será de:

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.669}{13496} = 32.3 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 30 cm.

### DISEÑO DE LA GUARNICION. -

Conservadoramente y sin error apreciable podemos considerar que la sección en estudio es la sección formada por el voladizo más 42cm de losa pues es la sección donde termina media dovela extrema.

a). - Por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{(0.175 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 20.00^2}{8} = 66,150 \text{ Kg - m}$$

b). - Por carga móvil. -

Esta carga, según las Especificaciones ASSHO, se determina como el 20% del producido por el camión tipo, es decir:

$$M_{cv} = 0.20 \times 125390 \times 1.262 = 31648. \text{ Kg - m}$$

Entonces el momento total vale:  $M_{tot.} = 97,798 \text{ Kg - m}$

En la sección resistente que estamos estudiando, si suponemos que la profundidad del eje neutro es de 24.6 cm bajo el piso de losa, y que el acero de refuerzo lo constituyen 5 varillos 12C ( $A_s = 57.00 \text{ cm}^2$ ), tendremos:

1º Momento estático del acero

$$M_s = 57 \times 9 \times (100 - 24.6 - 6) = 35602 \text{ cm}^3$$

2º Momento estático del concreto:

$$M_c = 24.6 \times (75 + 42) \times 12.30 = 35402 \text{ cm}^3$$

Como  $35602 \text{ cm}^3 \cong 35402 \text{ cm}^3$ , la suposición es aceptable.



c). - Para encontrar la profundidad de la compresión se tendrá:

$$\leq \text{Fuerza} = 1.00 \times 24.6 \times 0.5 \times 117 \times f_c = 1439.1 f_c$$

$$\leq \text{Brazo} = \frac{24.6}{3} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Momento} = 1439.1 \times 8.2 = 11800.62 f_c$$

$$F = 1439.1 f_c$$

$$M = 11800.62 f_c$$

$$Z = \frac{11800.62}{1439.1} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } Jd = 100 - 6 - 8.2 = 85.8 \text{ cm}$$

d). - Los esfuerzos de trabajo resultarán de:

$$f_c = \frac{9'779\ 800}{1439.10 \times 85.80} = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$79 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{9'779\ 800}{57.00 \times 85.80} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Los esfuerzos resultarán aceptables.

e). - La fuerza cortante en el apoyo se obtiene con:

$$\text{Peso propio: } V_{pp} = (0.275 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 10.00 = 15030 \text{ Kg}$$

$$\text{Por camión: } V_{cv} = 0.20 \times 1.262 \times 28008 = 7059 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{total apoyos}} = 22079 \text{ Kg}$$

f). - La fuerza cortante total en el centro del claro se obtiene también con las concentraciones del camión y vale:

$$V_{\xi} = 0.20 \times 1.262 \times 11690 = 2948 \text{ Kg}$$

Para cubrir el diagrama de cortantes se pondrán estribos AC, de ramas cuya separación

será de:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.80}{22099} = 19.7 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C, de dos ramas a cada 20 Cm y esta separación será la que se utilice en todo el claro, pues se estima que es el refuerzo mínimo, para esfuerzos de fraguado y temperatura.

#### CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL VOLADIZO. -

Se tomarán los momentos al poño exterior de la losa

a). - Por carga muerta:

$$\text{Parapeto de tubo de } 2 \frac{1}{2}'' \phi = 40 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 40 \times 0.55 = 22 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Voladizo} = (0.25 + 0.30) 0.5 \times 0.75 \times 2400 = 495 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = \frac{0.75}{3} \left( \frac{2 \times 0.25 + 0.30}{0.25 + 0.30} \right) = 0.364 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 495 \times 0.364 = 180 \text{ Kg - m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a 1 pié de la guarnición

$$P = 7257 \text{ Kg}$$

$$X = 0.75 - 0.305 = 0.445 \text{ cm}$$

$$E = 0.40 \times 1.143 = 0.40 \times 0.445 + 1.143 = 1.321 \text{ m}$$

$$I = 0.262$$

$$\text{Mov +1} = \frac{1.262 \times 7257 \times 0.445}{1.321} = 3035 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Momento total en el voladizo: } M_{\text{total}} = 3207 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Peralte necesario: } d = 0.270 \sqrt{3287} = 15.48 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos } d = 26 \text{ cm, } r = 4 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{328700}{2000 \times 0.90 \times 26} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Vers 5C a cada 28 cm, pero se colocarán a cada 21 para traslaparlas con el acero calculado por temperatura. -

$$(A_s = 9.43 \text{ cm}^2)$$

$$\text{LONGITUD DE ANCLAJE. - } L_a = \frac{A_s \cdot f_s \cdot J_d}{V}$$

$$A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J_d = 0.90 \times 26 = 23.4 \text{ cm}$$

$$V = 40 + 495 + \frac{7257 \times 1.262}{1.321} = 7468 \text{ Kg/m}$$

$$\therefore L_a = \frac{9.43 \times 2000 \times 23.4}{7468} = 59 \text{ cm}$$

Esta longitud se verá afectada de los siguientes factores:

1ª Por 1.4, ya que son varillas del lecho superior.

(Véase aspectos fundamentales del concreto reforzado, Tabla 9.2, pág. 183. - Oscar M. Glez. C.).

2ª Por 1.25 por traslaparse más de la mitad del acero principal del refuerzo (Recomendaciones S. O. P.).

$$\text{Entonces: } L_a = 59 \times 1.4 \times 1.25 = 103 \text{ cm}$$

REVISIÓN POR ESFUERZO CORTANTE. -

$$v_c = 0.009 \sqrt{f'_c} = 0.009 \sqrt{2500} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu_{\text{calc.}} = \frac{V}{bd} = \frac{7468}{100 \times 26} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $2.87 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por cortante

REVISION POR ADHERENCIA. - (D = 1.59 cm, varillas 5C)

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}$$

$$\Sigma o_{\text{calc}} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 9.43}{1.59} = 23.72 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{V}{\Sigma o Jd} = \frac{7468}{23.72 \times 0.90 \times 26} = 13.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $13.45 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por adherencia

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO. -

Se usará Neopreno de dureza Shore 60, para fines de cálculo, pero se colocarán placas de dureza Shore 70.

ESFUERZOS PERMISIBLES. -

Por : carga muerta	35 Kg/cm <sup>2</sup>
Por carga muerta + carga viva + impacto	56 Kg/cm <sup>2</sup>

CARGA POR DOVELA Y POR APOYOS. -

Carga muerta = $1289 \times 20.00 \times 0.50$	=	12890 Kg
Carga móvil con impacto = $28008 \times 0.50$	=	1400 "
		<hr/>
		26894 Kg

DIMENSIONES DE LAS PLACAS. -

Spondrános placas de 20 cm de ancho por 24 cm de longitud y de 1.27 cm de espesor

### ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_1 = \frac{12890}{20 \times 24} = 26.85 \text{ Kg/cm}^2 < 35/\text{cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_2 = \frac{26894}{20 \times 24} = 56.02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 56 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

### ESPESOR DEL APOYO MOVIL. -

La deformación máxima por compresión, según especificaciones es del 15%

La deformación por dilatación es:

$$Ad = 0.000011 \times 2000 \times 15^\circ = 0.33 \text{ cm}$$

La deformación por esfuerzo vola:

$$E = \frac{1800 \times 2000}{2100000} = 1.71 \text{ cm}$$

Entonces la deformación total será:

$$\text{total} = 2.04 \text{ cm}$$

El espesor en placas, mínimo recomendable es dos veces el movimiento previsto de la superestructura, es decir:

$$Emín. = 2 \times 2.04 = 4.08 \text{ cm}$$

Se proponen tres placas de 1.27 cm de espesor, separados por dos láminas de acero de 0.16 cm cada una.

$$\text{Factor de forma: } Ff = \frac{20 \times 24}{2(20 + 24) 1.27} = 4.29$$

Con este valor, para obtener una deformación del 15% bastará usar Neopreno de menor dureza, pero por recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P., deberá usarse dureza Shore 60, para el cálculo.

La fuerza horizontal, necesaria para deformar el apoyo es:

$$F_h = \frac{E_v A \Delta}{T} = \frac{7.75 (20 \times 24) 2.04}{3 \times 1.27} = 1992 \text{ Kg}$$

y en los 7 apoyos  $F_h = 13944 \text{ Kg}$ .

La deformación límite sin que se produzca resquebrajamiento en el apoyo vale:

$$\Delta_r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 \times A \times E_v} = \frac{12890 \times 3 \times 1.27 \times 1.9}{5 \times 20 \times 24 \times 7.75} = \frac{93310.71}{18600}$$

$$\Delta_r = 5.02 \text{ cm} > 2.04 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESPESOR DEL APOYO FIJO. -

Se propone una placa de neopreno de  $20 \times 24 \times 1.27 \text{ cm}$ , y ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales del tramo en cuestión, es decir:

$$\text{Frenaje} = \frac{0.05 (8165 + 952 \times 20) 2}{10} = 272 \text{ Kg}$$

$$\text{Fricción} \quad 0.05 \times 12890 = \frac{645}{917} \text{ Kg}$$

Por fricción el apoyo puede soportar:

$$\text{Carga muerta: } F_h = 0.40 \times 12890 = 5156 \text{ Kg}$$

$$\text{Por carga muerta + carga viva: } F_h = 0.40 \times 26894 = 10758 \text{ Kg}$$

Ambos valores son mayores que  $917 \text{ Kg} \therefore \text{bién}$

CUBICACIONES. -

1. - Acero de refuerzo  $f_c \cong 4000 \text{ Kg/cm}^2$ , según la tabla de varillas, se consiguen  $12050 \text{ Kg/tramo}$ .

2. - Concreto de  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ . De la figura de la hora número 2, se tiene:

$$A_1 = (0.25 + 0.30) 0.50 \times 0.75 = \frac{\quad}{\quad} 0.20625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.00 \times 3.25 = \frac{\quad}{\quad} 3.25000 \text{ m}^2$$

$$0.5 A_t = 3.45625 \text{ m}^3$$

$$A_t = 6.9125 \text{ m}^3$$

Por los zoclos tendremos:

$$V_z = 0.07 \times 3.25 \times 0.5 \times 0.90 \times 4 = 0.4095 \text{ m}^3$$

El volúmen total del concreto será:

$$V_{\text{total}} = 6.9125 \times 20.50 + 0.4095 = 142.116 \text{ m}^3$$

El volúmen de huecos, por los tubos de cartón vale:

$$V = 0.7854 \times 0.72^2 \times 6 \times 17.40 = 42.507 \text{ m}^3$$

∴ El volúmen neto del concreto será:

$$V_n = 142.116 - 42.507 = 99.609 \text{ m}^3$$

3. - Concreto asfáltico. -

$$V = 0.03 \times 6.50 \times 20.50 = 4.00 \text{ m}^3$$

4. - Tubo de cartón comprimido (72 ϕ) .-

$$L = 17.40 \times 6 = 104.40 \text{ m}$$

5. - Comprihond ó similar, en junta de dilatación (por junta)

$$A = 0.07 \times 8.00 = 0.56 \text{ m}^2$$

6. - Acero estructural en junta de dilatación, (por junta)

$$W = 1.5 \times 0.095 \times 80 \times 7.85 \times 2 = 178.98 \text{ Kg}$$

7. - Neopreno, dureza Shore 70, en apoyos, (por tramo)

$$V = 2.0 \times 2.4 \times 0.27 \times 28 = 17.07 \text{ dm}^3$$

8. - Acero estructural, en apoyos, (por tramo)

$$W = 2.00 \times 2.40 \times 0.016 \times 7.85 \times 14 = 8.44 \text{ Kg}$$



CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS  
CARALLETES NUMS. 1 y 6.

### CABALLETES NUMS. 1 y 6 .-

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con cabalzal apoyado sobre dos machanos (columnas), y estos a su vez ~~despl~~plantados sobre una zopota.

Las características del caballete mencionada, así como sus dimensiones propuestas veránse en las hojas siguientes:

(hojas núms 31, 32 y 33)

### DATOS PARA EL PROYECTO. -

Estación del caballete núm. 1 = 1 + 188.92

Estación del caballete núm. 2 = 1 + 291.08

Elevación de la rasante = 42.00 m

Elevación de la corona = 40.80 m

Elevación del desplante = 36.00 m

### CONSIDERACIONES. -

1. - El peso volumétrico de la tierra se considerará de:

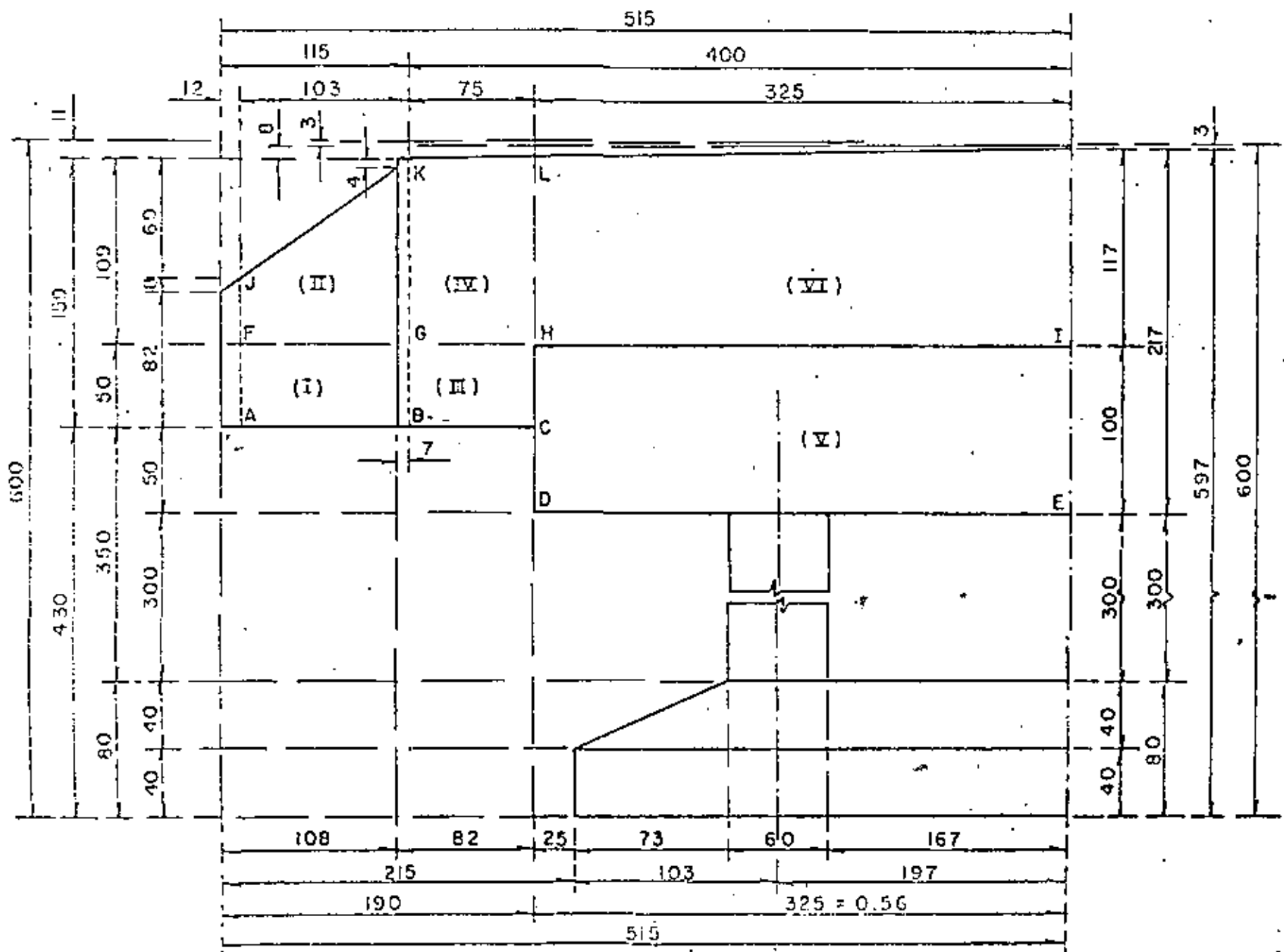
$$\gamma = 1600 \text{ Kg/cm}^3$$

2. - Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine, con sobre carga, es decir:

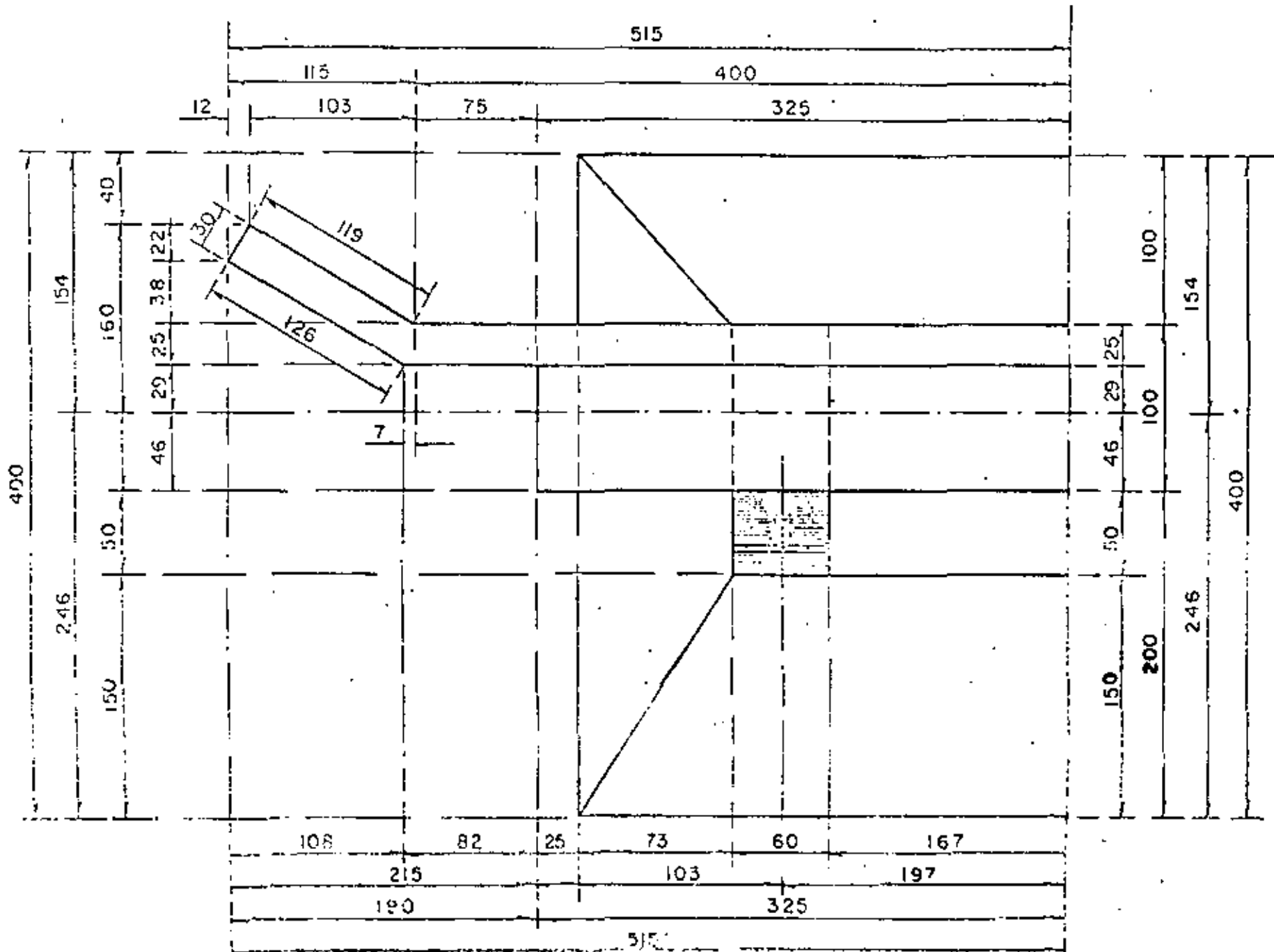
$$E = 0.5 K_0 h (h + 2h_1)$$

3. - El factor  $k_0$ , tendrá un valor de  $0.268 \gamma$ , que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5 : 1, pero este valor no será menor de  $480 \text{ Kg/cm}^3$ , según las recomendaciones AASHTO.

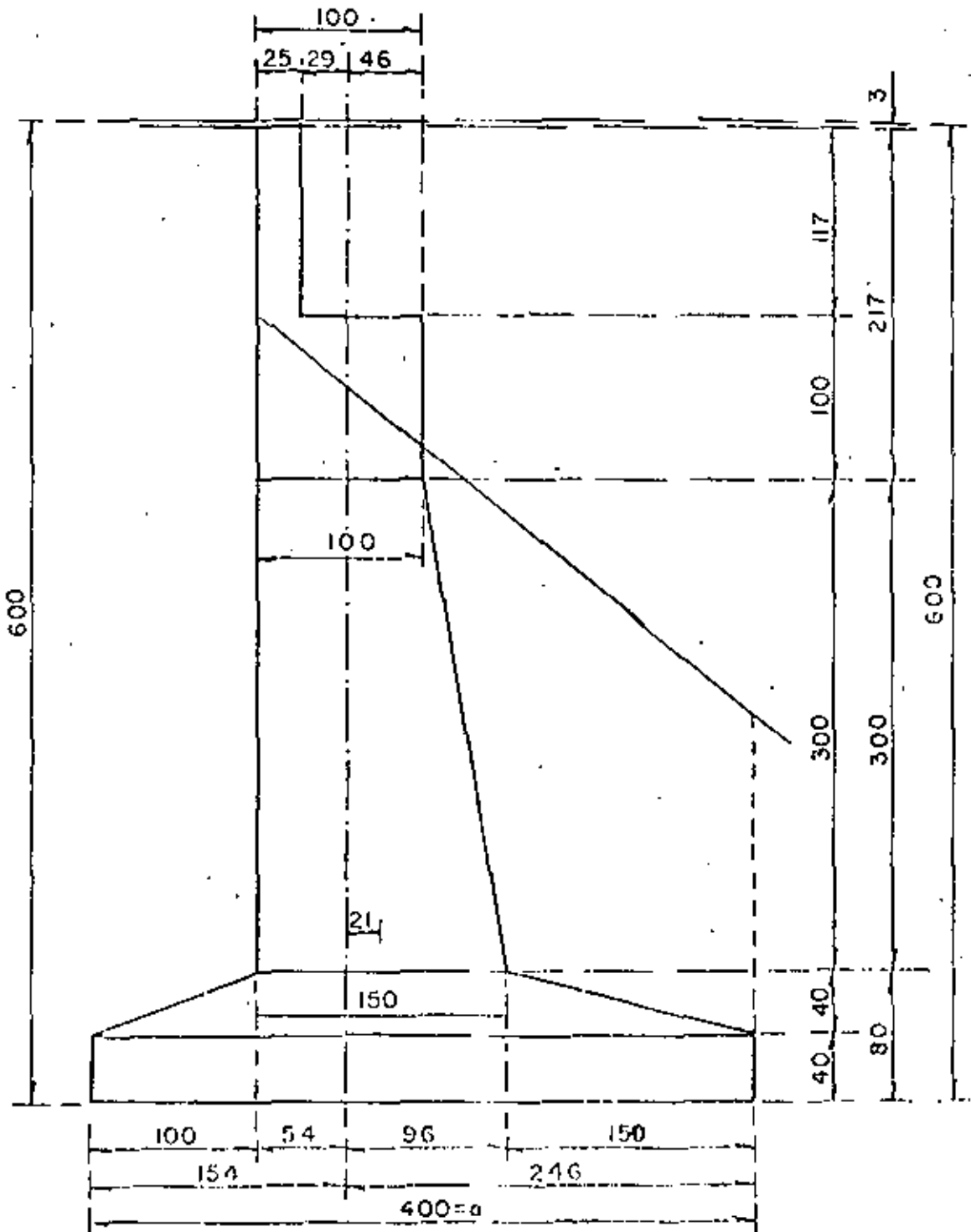
4. - La sobrecarga viva se considerará de 1.20 m, según recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P.



MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA



CORTE

## CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \alpha = 0.270$$

$$f_c = 0.40, f_{c'} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = 0.30$$

$$J = 0.90$$

## DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

## EMPUJE DE TIERRAS. -

$$k_o = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/cm}^3 \quad 480 \text{ Kg/cm}^3, \text{ se adoptará}$$

$$k_o = 480 \text{ Kg/cm}^3$$

De acuerdo con figura de la hoja núm. 2, tendremos:

$P_a$	$= 480 (0.90 + 0.00) = 432$	$\text{Kg/cm}^2$
$P_b$	$= 480 (1.59 + 1.20) = 1339$	"
$P_c$	$= 480 (1.605 + 1.20) = 1346$	"
$P_d$	$= 480 (2.105 + 1.20) = 1586$	"
$P_e$	$= 480 (2.17 + 0.00) = 1618$	"
$P_f$	$= 480 (0.40 + 1.20) = 192$	"
$P_g$	$= 480 (1.09 + 1.20) = 1099$	"
$P_h$	$= 480 (1.105 + 1.20) = 1106$	"
$P_i$	$= 480 (1.17 + 1.20) = 1138$	"
$P_j$	$= 480 (0.00 + 0.00) = 0$	"
$P_k$	$= 480 (0.00 + 1.20) = 576$	"
$P_l$	$= 480 (0.00 + 1.20) = 576$	"
$P_m$	$= 480 (0.00 + 1.20) = 576$	"

## MOMENTOS RESPECTO AL EJE TUCHL. -

ZONA .- (1)

$$Waf = (432 + 192) 0.50 \times 0.50 = 156 \text{ Kg/m}$$

$$Wbg = (1337 + 1099) 0.50 \times 0.50 = \frac{610}{766} \text{ Kg/m}$$

$$E_f = 766 \times 0.5 \times 1.19 = 456 \text{ Kg}$$

$$E_{fx} = 456 \text{ sen } 30^\circ = 228 \text{ Kg}$$

$$E_{fy} = 456 \text{ cos } 30^\circ = 395 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al eje X : } B_{fx} = 1.19 \times 0.5 \times \text{sen } 30^\circ = 0.298 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al eje Y : } B_{fy} = 1.19 \times 0.5 \times \text{cos } 30^\circ = 0.515 \text{ m}$$

$$M_{fx} = 228 \times 0.298 = 68 \text{ Kg - m}$$

$$M_{fy} = 395 \times 0.515 = 203 \text{ Kg - m}$$

ZONA (II). -

$$Wfj = (192 + 0.00) 0.5 \times 0.40 = 38 \text{ Kg/m}$$

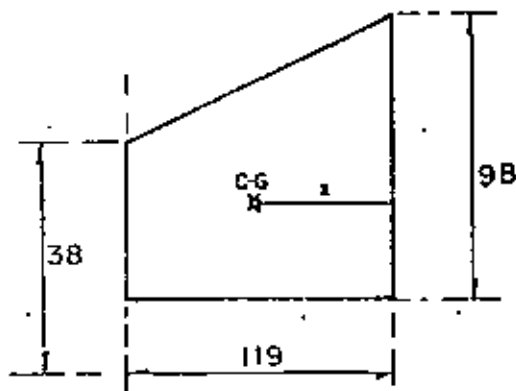
$$Wgk = (1099 + 576) 0.50 \times 1.09 = \frac{913}{951} \text{ Kg/m}$$

$$E_{II} = 951 \times 0.50 \times 1.19 = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 566 \text{ sen } 30^\circ = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 566 \text{ cos } 30^\circ = 490 \text{ Kg}$$

Cálculo de los brazos para esta zona:



$$\bar{X} = \frac{1.19}{3} \left( \frac{913 + 2 \times 38}{913 + 38} \right) = 0.413 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.413 \times \sin 30^\circ = 0.207 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.413 \times \cos 30^\circ = 0.358 \text{ m}$$

$$\therefore M_{IIx} = 283 \times 0.207 = 59 \text{ Kg - m}$$

$$M_{IIy} = 490 \times 0.358 = 175 \text{ Kg - m}$$

ZONA (III). -

$$W_{bg} = (1339 + 1099) 0.50 \times 0.50 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ch} = (1346 + 1105) 0.50 \times 0.50 = \frac{613 \text{ Kg/m}}{1223 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{IIIy} = 1223 \times 0.50 \times 0.75 = 459 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 459 \times 0.375 = 172 \text{ Kg - m}$$

ZONA (IV). -

$$W_{gk} = (1099 + 576) 0.50 \times 1.09 = 913 \text{ Kg/m}$$

$$W_{hl} = (1105 + 576) 0.50 \times 1.105 = \frac{929 \text{ "}}{1842 \text{ Kg/m}}$$



$$E_{IIIY} = 1842 \times 0.50 \times 0.75 = 691 \text{ Kg}$$

$$B_{IIY} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIY} = 691 \times 0.375 = 259 \text{ Kg-m}$$

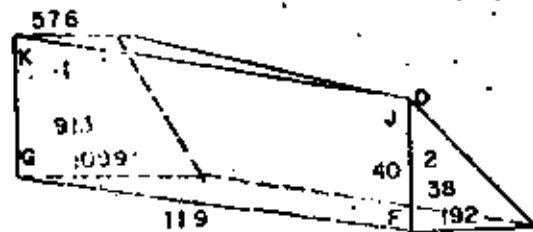
MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGHI

ZONA (II).-

$$E_{II} = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 490 \text{ Kg}$$



$$X_1 = \frac{1.09}{3} \left( \frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 38 \times 0.133 = \frac{5}{451} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{451}{913+38} = 0.474 \text{ m (arriba de la corona)}$$

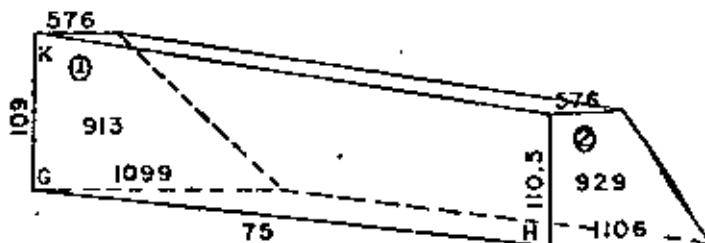
$$M_{IIY} = 490 \times 0.474 = 232 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV). -

$$E_{IIIY} = 691 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.09}{3} \left( \frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.105}{3} \left( \frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$



$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ "}$$

---

$$905 \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{905}{913 + 929} = 0.491 \text{ m}$$

$$M_{IVY} = 691 \times 0.491 = 339 \text{ Kg - m.}$$

ZONA (VI). -

$$W_{h1} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = 929 \text{ Kg/m}$$

$$W_{im} = (1138 + 576) \cdot 0.50 \times 1.170 = \frac{1003 \text{ "}}{1932 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{Vly} = 1932 \times 0.50 \times 3.25 = 3140 \text{ Kg}$$

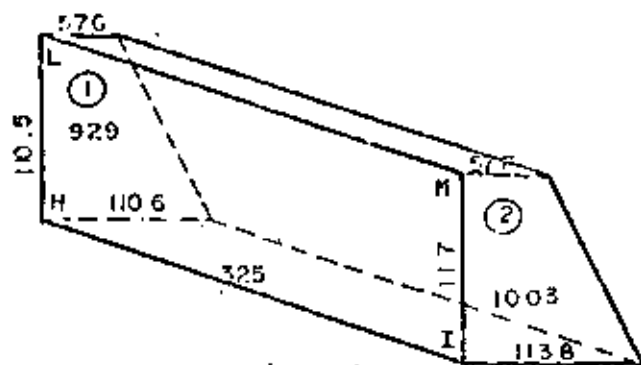
Brozo:

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left( \frac{1103 + 2 \times 576}{1103 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left( \frac{1138 + 2 \times 576}{1138 + 576} \right) = 0.521 \text{ m}$$

$$M_1 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 1003 \times 0.521 = \frac{523 \text{ Kg}}{982 \text{ Kg}}$$



$$\therefore \bar{Y} = \frac{982}{929 + 1003} = 0.503 \text{ m}$$

$$M_{Vly} = 3140 \times 0.503 = 1595 \text{ Kg} - \text{m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

a). - RESPECTO AL EJE  $\overline{DCHL}$ . - ( b = 157 cm, d = 19 cm ).

c-c-9 sup.

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	My (Kg - m)
I	456	228	395	68	203
II	566	283	490	59	175
III	459	0	459	0	172
IV	691	0	691	0	259
$\Sigma$	2172	511	2035	127	809

b). - RESPECTO AL EJE  $\overline{FGHI}$ . - ( b = 460 cm, d = 19 cm ).

c-c-9 inf.

ZONA	E	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	My (Kg - m)
II	566	283	490	0	232
IV	691	0	691	0	339
VI	3140	0	3140	0	1595
$\Sigma$	4397	283	4321	0	2166

PERALTE NECESARIO. -

$$b). - \leq M = 80900 \text{ Kg} - \text{cm}, \quad b = 159 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{80900}{13.69 \times 159}} = 6.10 \text{ cm} < 19 \text{ cm} \quad \therefore$$

$$\text{Se adopta } d = 19 \text{ cm}; \quad r = 6 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}$$

REFUERZO HORIZONTAL EN EL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje  $\overline{DCHL}$

a). - Zonas (I) y (III):

$$\leq M = 203 + 172 = 375 \text{ Kg} - \text{m} = 37500 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{37500}{2000 \times 0.9 \times 19} = 1.10 \text{ cm}^2/0.50 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado es de  $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ , por lo tanto en las zonas (I) y (III), colocaremos 3 varillas 4C.

b). - Zonas (II) y (IV). -

$$\leq M = 175 + 259 = 434 \text{ Kg} - \text{m} = 43400 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 109 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{43400}{2000 \times 0.90 \times 19} = 1.27 \text{ cm}^2/1.09 \text{ m} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{0.667 \times 1.27}{0.545} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 1.27}{0.545} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \therefore$$

1.55 y 0.78 cm<sup>2</sup> < 6.00 cm<sup>2</sup>, por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 20 cm, en toda la altura de las zonas (II) y (IV), prolongándose de lado de los aleros, es decir, pasando por el diafragma.

#### REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje  $\overline{FGHT}$

Zonas (II), (IV), y (VI). -

$$\leq M = 216500 \text{ Kg-cm}, \quad b = 400 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{216500}{2000 \times 0.90 \times 19} = 6.33 \text{ cm}^2/4.00 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tercio inferior:

$$A_{s1} = \frac{0.20 \times 6.33}{1.33} = 0.95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En los dos tercios siguientes:

$$A_{s2} = \frac{0.80 \times 6.33}{2.67} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

#### REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y ALEROS. -

a). - Momento torsionante debido al empuje de tierras. -

Respecto al eje  $\overline{DCIL}$

Zona (I):

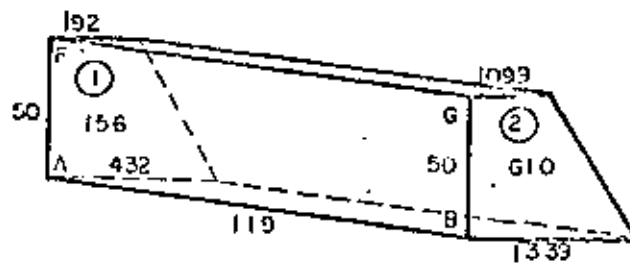
$$Ely = 395 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 432 + 192}{432 + 192} \right) = 0.282 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$M_1 = 156 \times 0.282 = 44 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 610 \times 0.258 = \frac{157}{201} \text{ Kg}$$



$$\bar{Y} = \frac{201}{156+610} = 0.262 \text{ m (Abajo del eje)}$$

Sin error apreciable supondremos que el alero es rectangular, de altura  $h = 1.59\text{m}$ , siendo el semiperalte igual a  $0.795\text{m}$ , por donde pasará el eje de giro, según las siguientes figuras.



$$\text{Brazo para la zona (I)} = 0.262 + 0.295 = 0.557 \text{ m}$$

$$\therefore M_{Iy} = 395 \times 0.557 = 220 \text{ Kg} \quad \left. \begin{array}{l} \rightarrow \\ \downarrow \end{array} \right\}$$

Zona (III). -

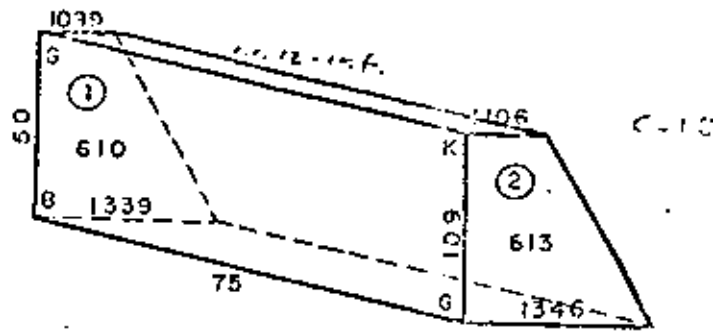
$$E_{IIIy} = 459 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1346 + 1106}{1346 + 1106} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.258 \text{ m}$$





Brazo para la zona III =  $0.258 + 0.295 = 0.553\text{m}$  abajo del eje

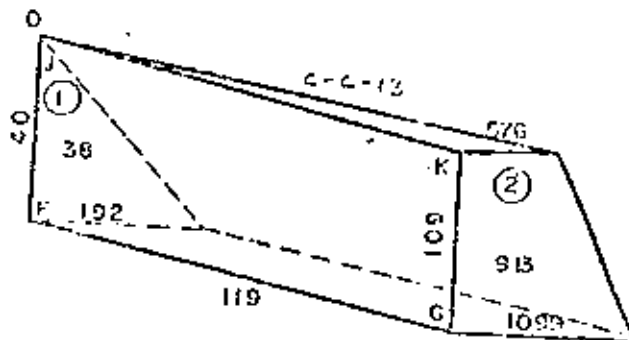
$$M_{III} = 459 \times 0.553 = 254 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (II). -

$$E_{II} = 490 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.09}{3} \left( \frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.483 \text{ m}$$



$$M_1 = 38 \times 0.133 = 5 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 913 \times 0.488 = \frac{446 \text{ Kg}}{451 \text{ Kg}}$$

$$\bar{Y} = \frac{451}{38 + 913} = 0.474 \text{ m (Arriba del eje)}$$

$$\text{Brazo para la zona (II)} = 0.474 - 0.295 \text{ m (arriba del eje)}$$

$$M_{IIy} = 490 \times 0.179 = 88 \text{ Kg} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} +$$

Zona IV .-

$$E_{IVy} = 691 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo para la zona IV} = 0.491 - 0.295 - 0.295 = 0.196 \text{ m (arriba del eje)}$$

$$M_{IVy} = 691 \times 0.196 = 135 \text{ Kg} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} +$$

Resumen del inciso a).-

c-2-14

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
EI	395	0.577	- 220
EII	490	0.179	+ 88
EIII	459	0.553	- 254
EIV	691	0.196	+ 135
$\Sigma$	2035		- 251

Posición de la fuerza de todo el alero:

$$Y = \frac{-251}{2035} = -0.123 \text{ m (abajo del eje giro)}$$

b). - Momento torsionante debido al peso propio del alero. -

Se tomarán los giros que produzcan a través del eje que pasa por el centro y a todo lo largo del diafragma, por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

Zona (I). -

$$pp_I = (1.19 + 1.26) \cdot 0.50 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 368 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.30 \text{ m.}$$

$$M_{ppI} = 110 \text{ Kg - m}$$

Zona (II). -

$$M_{ppII} = (0.36 + 1.09) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.225 \times 2400 = 533 \text{ Kg}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.225}{3} \cdot \left( \frac{0.36 + 2 \times 1.09}{0.36 + 1.09} \right) = 0.715 \text{ m (desde la orilla)}$$

$$\text{Brazo} = 0.257 \text{ m}$$

$$M_{ppII} = 533 \times 0.257 = 137 \text{ Kg - m}$$

Zona (III). -

$$pp_{IV} = 0.785 \times 0.50 \times 0.25 \times 2400 = 236 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

Zona (IV). -

$$pp_{IV} = 0.785 \times 1.105 \times 0.25 \times 2400 = 520 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

Resumen del Inciso "b" --

C-C-15 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PP <sub>I</sub>	368	0.300	110
PP <sub>II</sub>	533	0.257	137
PP <sub>III</sub>	236	0.	0
PP <sub>IV</sub>	520	0.	0
$\Sigma$	1657		247

El brazo de apoyos vale:  $\frac{247}{1657} + 0.415 = 0.564$  m

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos, entonces para obtener el momento torsionante total, sumaremos los dos resultados, es decir:

$$M_{total} = 251 + 247 = 498 \text{ Kg} - \text{m}$$

c). - Momento por flexión vertical, debido al peso propio. -

Se tomarán los giros que se produzcan sobre el eje D C H L.

(Los brazos son gráficos)

c-c-11 inf

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
PP I	368	1.400	515
PP II	533	1.325	706
PP III	236	0.785	185
PP IV	520	0.785	408
$\Sigma$	1657		1814

$$X = \frac{1814}{1657} = 1.095 \text{ m del eje D C H L}$$

Peralte Necesario (d = 160.5 - 6 = 154.5 cm)

$$d = \sqrt{\frac{181400}{13.69 \times 25}} = 23.02 \text{ cm} \quad 154.5 \text{ cm}$$

Se adopta d = 154.5 cm, r = 6 cm, h = 160.5 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{181400}{2030 \times 0.90 \times 154.5} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Colocaremos dos varillas 4C, en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

De acuerdo con el "Reinforced Concrete". - DUNHAM, se tendrá:

$$\sqrt{t_{or}} = k \left( \frac{M_{tor}}{b^2 h} \right), \text{ en donde } k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \left( \frac{160.5}{25} \right)} = 3.90$$

$$\therefore \sqrt{v}_{\text{tor}} = \frac{3.90 \times 49800}{25^2 \times 160.5} = 1.936 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION VERTICAL. -

$$\sqrt{v}_{\text{fv}} = \frac{V}{bd} = \frac{1657}{25 \times 154.5} = 0.429 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{\text{máx.}} = \sqrt{v}_{\text{tor}} + \sqrt{v}_{\text{fv}} = 1.936 + 0.429 = 2.365 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\sqrt{v}_h = \frac{\sum E}{bd} = \frac{2035}{25 \times 154.5} = 0.527 \text{ Kg/cm}^2$$

TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$TD = \sqrt{(\sqrt{v}_{\text{máx.}})^2 + (\sqrt{v}_h)^2} = \sqrt{2.365^2 + 0.527^2} = 2.423 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del "Reglamento Australiano", para la tensión diagonal, vale:

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 0.08 f'c + 5.6 = 0.08 \times 250 + 5.6 = 25.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.423 \text{ Kg/cm}^2 < 25.60 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

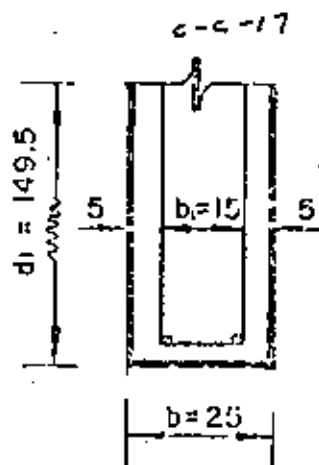
Por otra, de acuerdo con el Departamento de Puentes de la S. O. P., en el sentido de que el concreto no puede absorber tensión alguna, entonces el esfuerzo cortante por torsión y por flexión vertical, serán tomados con estribos.

a). - Por torsión. - (Según Cowan)

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{0.8 f_{\text{sb}} d}$$

$$A_{tor} = \frac{49800}{0.8 \times 2000 \times 15 \times 149.5} = 0.014$$

$$A_{tor} = 0.014 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$



b). - Por flexión vertical. -

$$A_{fv} = \frac{\sqrt{S}}{f_{sd}} \quad \text{donde: } V = \sqrt{bd}, \quad S = 1$$

$$\therefore A_{fv} = \frac{b}{f_s} = \frac{0.429 \times 25}{2000} = 0.0054 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{fv} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area total

$A_{tot} = A_{tor} + A_{fv} = 1.40 + 0.54 = 1.94 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{1.94} = 131 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 20 cm, c. a. c.

## DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

## CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (REACCIONES)

## 1. - CARGA MUERTA. -

$$\text{Parapeto} = 40 \times 20.50 = 820 \text{ Kg}$$

$$\text{Superestructura} = 99.607 \times 2400 \times 0.50 = 119531 \text{ "}$$

$$\text{C/A} = 120351 \text{ Kg}$$

## 2. - CARGA VIVA

$$cv = 28008 \times 1.262 = 35346 \text{ Kg}$$

## 3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$Pa = 6.50 \times 1.13 \times 0.25 \times 2400 = 4407 \text{ Kg}$$

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.095 m de la orilla del cabezal.

$$Pb = 1657 \text{ Kg}$$

c). - Por el cabezal.

$$Pc = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

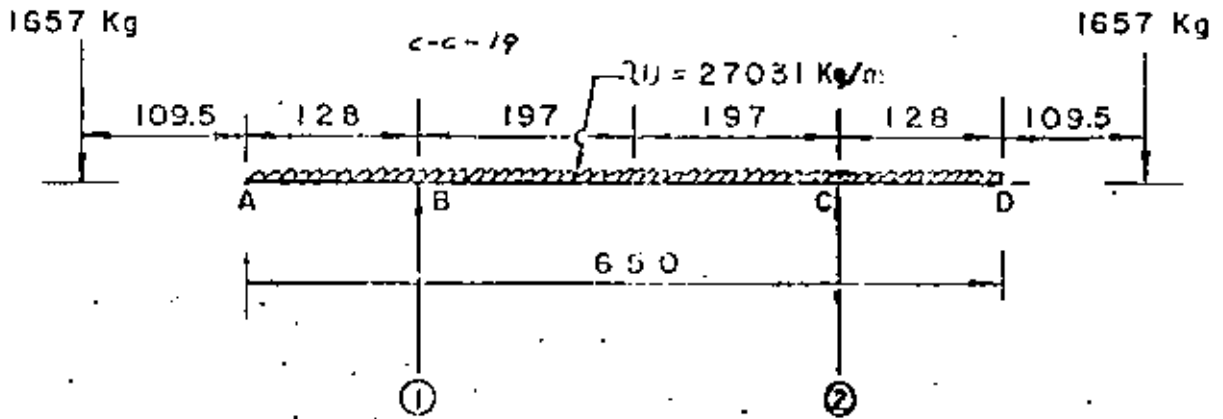
La carga uniformemente repartida vale:

$$W = \frac{120351 + 35346 + 4407 + 15600}{6.50} = 27031 \text{ Kg/m}$$

La carga concentrada vale:



$P = 1657 \text{ Kg}$



$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 1657 + 27031 \times 6.50}{2} = 89503 \text{ Kg}$$

Momento negativo:

$$M_b = 1657 \times 2.375 + \frac{27031 \times 1.28^2}{2} = 26079 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo o flexionante:

$$M_{flex} = \frac{WL^2}{8} - M_b = \frac{27032 \times 3.94^2}{8} - 26079 = 26373$$

DIAGRAMA DE CORTANTES

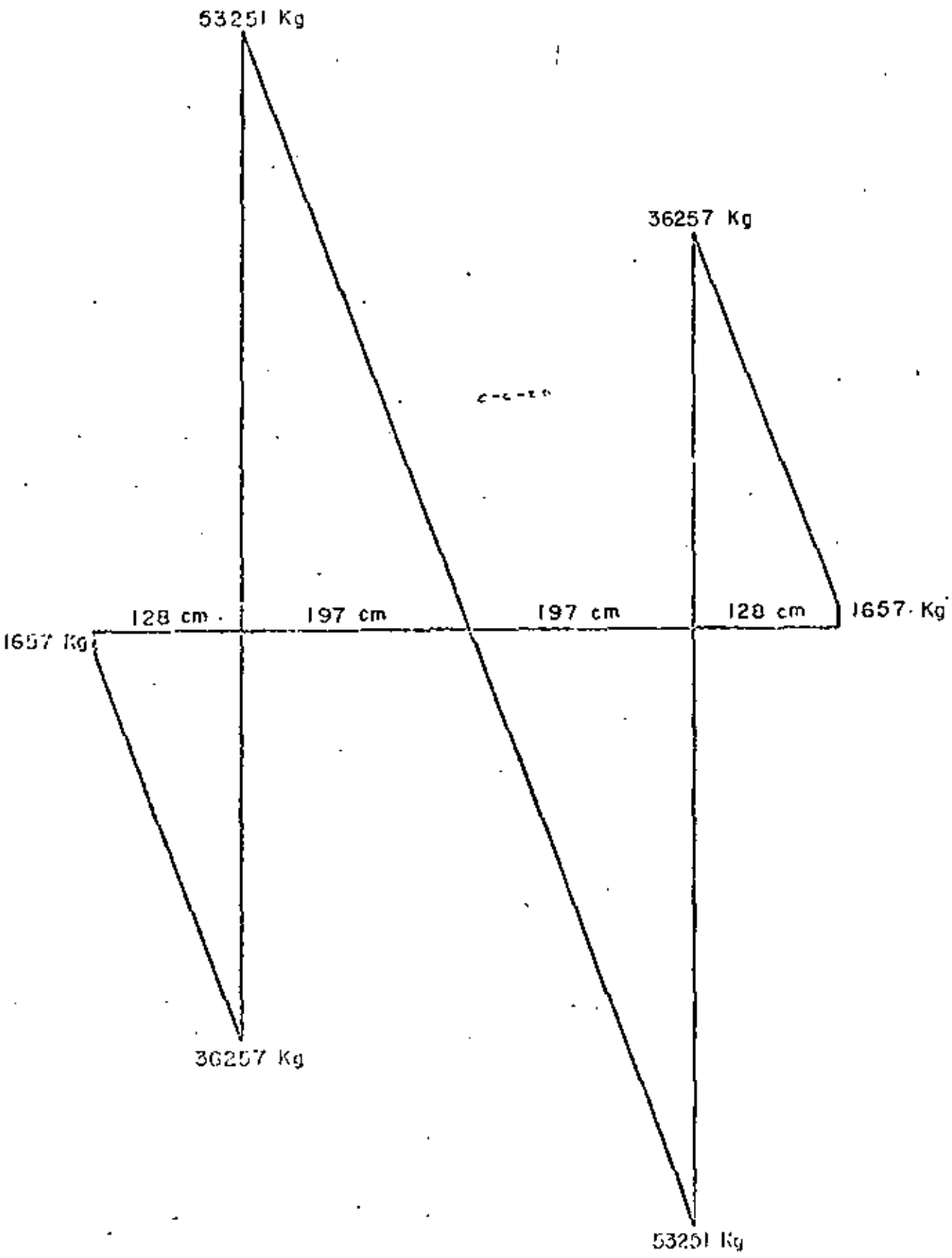
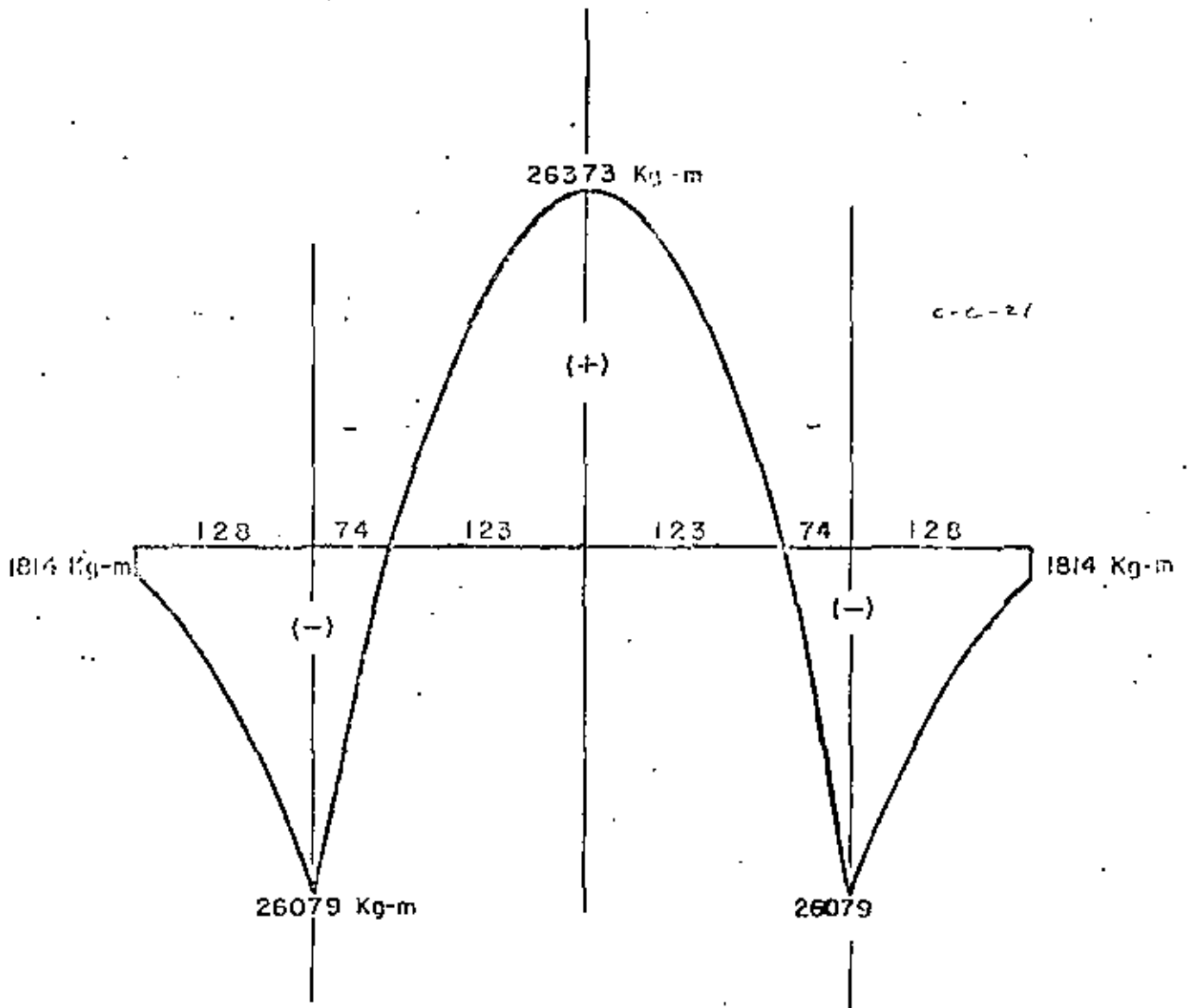


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Observamos que el valor del momento negativo, es aproximadamente igual al momento positivo ó flexionante, por lo cual podemos asegurar que la separación entre columnas supuesta fué correcta.

#### DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES. -

El esfuerzo máximo permisible, para miembros con refuerzo en el alma, según A. C. I., es:

$$v_{perm} = \frac{1.32 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.356}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte del cabezal, por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{2\,637\,300}{13.69 \times 100}} = 43.9 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal, por cortante:

$$d_v = \frac{53251}{20.67 \times 100} = 25.5 \text{ cm}$$

Se adoptará,  $d = 92 \text{ cm}$ ,  $r = 8 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{2\,637\,300}{2000 \times 0.90 \times 92} = 15.93 \text{ cm}^2$$

Pero según A. C. I. -911, el mínimo acero de refuerzo, tanto positivo, como negativo, deberá ser:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14}{f_y} A_g = \frac{14}{4200} \times 100 \times 100 = 33.33 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal. -

$$(A_s = 35.42 \text{ cm}^2)$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma o_{calcul} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 35.49}{2.54} = 55.89 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma o_{jd}} = \frac{53251}{55.89 \times 0.90 \times 92} = 11.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $11.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE. -

$$V_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{53251}{100 \times 92} = 5.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.79 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por cortante.

ESTRIBOS. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, la capacidad valdrá:

$$C = 4 \times 1.93 \times 2000 \times 0.90 \times 92 = 1311552 \text{ Kg-cm}$$

$$\text{Por tanto la separación será: } S = \frac{1311552}{53251} = 24.6 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 24 cm

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia en otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo especificado, es decir,  $A_s = 6.00 \text{ cm}^2/\pi$ , por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal, 5 varillas 4C ó 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA. -

## CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - Carga muerta (CM)

$$CM = 120351 \text{ Kg}$$

2. - Carga viva + impacto .- (CV + I)

$$CV + I = 35346 \text{ Kg}$$

3. - Frenaje. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 35346 = 1767 \text{ Kg}$$

4. - Fricción (Fr). -

$$Fr = 0.05 \times 120351 = 6018 \text{ Kg}$$

5. - Viento normal en la superestructura. - (VNS)

$$VNS = 1.00 \times 20.50 \times 0.5 \times 244 = 2501 \text{ Kg}$$

6. - Viento tangencial en la superestructura. (VTS)

$$VTS = 1.00 \times 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg.}$$

7. - Viento normal sobre la carga viva .- (VNCV)

$$VNCV = 20.50 \times 149 = 3055 \text{ Kg}$$

8. - Viento tangencial sobre la carga viva. - (VTCV)

$$VTCV = 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona. -

9. - Empuje de tierras. - (ET)

(Los brozos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal:

El empuje de tierras en el cabezal vale: (1/2 cabezal)

$$W_{dh} = (1586 + 1106) 0.5 \times 1.105 = 1487 \text{ Kg/m}$$

$$W_{e1} = (1618 + 1138) 0.5 \times 1.170 = \frac{1612}{3099} \text{ Kg/m}$$

$$E_V = 3099 \times 0.5 \times 3.25 = 5036 \text{ Kg}$$

Cálculo de  $\bar{Y}$  .-

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left( \frac{2 \times 1106 + 1586}{1106 + 1586} \right) = 0.520 \text{ m}$$

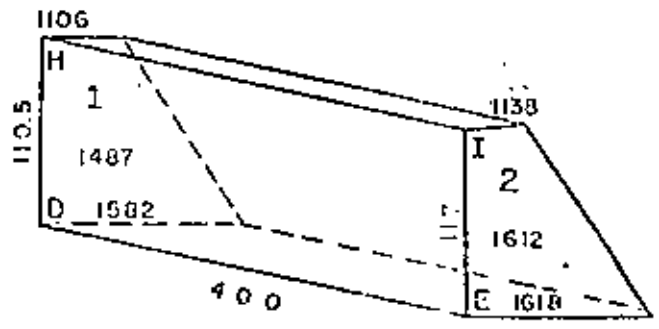
$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left( \frac{2 \times 1138 + 1618}{1138 + 1618} \right) = 0.551 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = (0.520 + 0.551) 0.5 = 0.536 \text{ m}$$

Entonces el brazo de desplante será:

$$Y_D = 3.80 + 0.536 = 4.336 \text{ m}$$

CC-25



c-c-r.5

	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
EI	790	4.538	3585
EII	980	5.274	5169
EIII	918	4.542	4170
EIV	1382	5.291	7312
EV	10072	4.336	43672
EVI	6220	5.308	33334
$\Sigma$	20422		97242

$$Y = \frac{97242}{20422} = 4.762 \text{ m (brazo al desplante)}$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

La S. O. P., recomienda se triplique el área expuesta.

$$P_{inf} = 480 (5.17 + 0.60) = 2770 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.17 + 0.60) = \frac{1329 \text{ Kg/m}^2}{4099 \text{ Kg/m}^2}$$

$$Et = (4099 \times 0.50 \times 3.00 \times 0.60 \times 2) \times 3 = 32135 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.00}{3} \left( \frac{2770 + 2 \times 1329}{2770 + 1329} \right) = 1.324 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante} = 0.80 + 1.324 = 2.124 \text{ m}$$

c). - Sobre el respaldo de la zapata:

$$P_{inf} = 480 (5.97 + 0.60) \times 0.80 = 2523 \text{ Kg/m}$$

$$P_{sup} = 480 (5.17 + 0.60) \times 0.80 = \frac{2216 \text{ "}}{4739 \text{ Kg/m}}$$

$$Et = 4739 \times 0.5 \times 6.00 = 14217 \text{ Kg}$$



$$\text{Brazo al desplante} = \frac{0.80}{3} \left( \frac{2 \times 2216 + 2573}{2216+2523} \right) = 0.391 \text{ m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA.-

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
E1	20422	4.762	97242
E2	22135	2.124	47015
E3	14217	0.391	5559
$\Sigma$	56774		149816

$$\bar{Y} = \frac{149816}{56774} = 2.639 \text{ m}$$

10. - Peso propio del caballete . -

El brazo es el punto "X" del desplante, mostrado en la Fig. de la hoja Núm. 4)

a). - Por los aleros

$$PP_1 = 1657 \times 2 = 3314 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 0.554 + 2.46 = 3.014 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma

$$PP_2 = 6.50 \times 1.1375 \times 0.25 \times 2400 = 4431 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 3.00 - 0.125 = 2.875 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal

$$PP_3 = 6.50 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 2.50 \text{ m}$$

d). - Por las columnas

$$PP_4 = [(1.00 + 1.50) 0.5 \times 3.00 \times 0.60] \times 2 \times 2400 = 10300 \text{ Kg}$$

$$\bar{X} = \frac{1.00 \times 3.00 \times 0.50 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5 \times 1.1667}{1.00 \times 3.00 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5} = \frac{2.375}{3.750}$$

$$= 0.633 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al punto 'X'} = 3.00 - 0.633 = 2.367 \text{ m}$$

e). - Por la zapata. -

$$V_1 = 4.00 \times 6.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Para calcular  $V_2$  se tiene:

$$A_{inf} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$\therefore V_2 = (24 + 6.81 + \sqrt{24 \times 6.81}) \frac{0.40}{3} = 5.813 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen total} = 15.413 \text{ m}^3$$

$$PP_5 = 15.413 \times 2400 = 36991 \text{ Kg}$$

Cálculo del centroide de gravedad

AREA	BRAZO	VOLUMEN
$0.40 \times 4.00 = 1.600 \text{ m}^2$	2.000 m	$3.200 \text{ m}^3$
$0.40 \times 1.00 \times 0.5 = 0.200 \text{ "}$	0.667 "	$0.133 \text{ m}^3$
$0.40 \times 1.50 = 0.600 \text{ "}$	1.750 "	$1.050 \text{ m}^3$
$0.40 \times 1.50 \times 0.5 = 0.300 \text{ "}$	3.000 "	$0.900 \text{ m}^3$
<u>2.700 m<sup>2</sup></u>		<u>5.283 m<sup>3</sup></u>

$$\bar{X} = 1.957 \text{ m} = \frac{5.283}{2.700}$$

$$\therefore \text{Brazo al punto x} = 4.00 - 1.957 = 2.043 \text{ m}$$

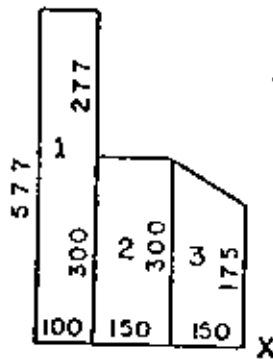
RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

c-c-29

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PP <sub>1</sub>	3314	3.024	10022
PP <sub>2</sub>	4435	2.875	12754
PP <sub>3</sub>	15600	2.500	39000
PP <sub>4</sub>	10300	2.367	25560
PP <sub>5</sub>	36921	2.043	75572
Σ	71141		162908

$$\bar{X} = \frac{162908}{71141} = 2.290 \text{ m}$$

II. - Peso de la tierra que gravita sobre la zopata. -



$$Pt_1 = 1.00 \times 5.77 \times 6.00 \times 1600 = 55392 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 5.50 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.00 \times 3.34 \times 1600 = 24048 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 2.25$$

$$Pt_3 = 2.375 \times 1.50 \times 6.00 \times 1600 = 34200$$

$$\text{Brazo al punto } x = \frac{150 \left( \frac{2 \times 3.00 + 1.75}{3.00 + 1.75} \right)}{3} = 0.816 \text{ m}$$

RESUMEN DE PESO DE TIERRA. -

C-C-29 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
P11	55392	5.50	304656
P12	24048	2.25	54108
P13	34200	0.816	27907
$\Sigma$	113640		386671

$$\bar{X} = \frac{386671}{113640} = 3.403 \text{ m}$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS. -

a). - Por cargas verticales:

C-C-29 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
CM	120351	2.460	296063
CV + 1	35346	2.460	86951
PP	71141	2.290	162908
PT	11640	3.403	385571
$\Sigma$	340478		932593

Posición del total de fuerzas verticales: (Al punto x.)

$$\bar{X} = \frac{932593}{340478} = 2.739 \text{ m}$$

b). - Por cargas horizontales. -

NOTA. - No consignaremos las fuerzas nominales al eje del camino, por tener un efecto muy pequeño.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
FR	1767	4.800	8482
Fr	6018	4.800	28886
VTS	1230	4.800	5904
VTCV	1230	4.800	5904
ET	56774	2.639	149816
$\Sigma$	67019		193038

Posición del total de fuerzas horizontales: (Al desplante)

$$\bar{Y} = \frac{193038}{67019} = 2.881 \text{ m}$$

#### COMBINACIONES DE CARGA -

Analizaremos unicamente los grupos (I) y (III), por considerar que puedan ser los más desfavorables.

a). - Grupo (I). - (100%) (CM + CV + PP + T)

$$\Sigma FV = 340478 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MV = 932593 \text{ Kg-m}$$

$$\Sigma FH = 76019 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MH = 193038 \text{ Kg-m}$$

$$e = \frac{a}{2} \left( \frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma FV} \right) = \frac{400}{2} - \left( \frac{932593 - 193038}{340478} \right)$$

$$c). - 2.09 - 2.172 = - 0.172 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.09}{6} = 0.667 \text{ m} > -0.172 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

$$\text{Los esfuerzos volcrs: } f = \frac{\Sigma FV}{ab} \cdot \left( 1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340\,478}{4 \times 6} \cdot \left( 1 + \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 10526 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0526 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{340\,476}{4 \times 6} \cdot \left( 1 - \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 17\,847 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.7847 \text{ Kg/cm}^2$$

COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL VOLTEAMIENTO. -

$$C_{S_V} = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{932593}{193038} = 4.83 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. -

$$C_{S_D} = \frac{0.52 \sum FV}{\sum FH} = \frac{0.52 \times 340478}{67019} = 2.642 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - Grupo (III). - (125%). - ( $\sum T + FR + Fr + 0.30 VTS + VTCV$ )

$$\sum FV = 340478 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 932593 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 67019 - 1230 + 0.30 \times 1230 = 66158 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 193038 - 5904 + 0.30 \times 5904 = 189255 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - \left( \frac{932593 - 189255}{340478} \right) = -0.184 \text{ m}$$

$$\frac{4.00}{6} = 0.667 > -0.184 \therefore \text{bién}$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340478}{24} \left[ 1 + \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 10271 \text{ Kg/m}$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0271 \text{ Kg/cm}^2$$

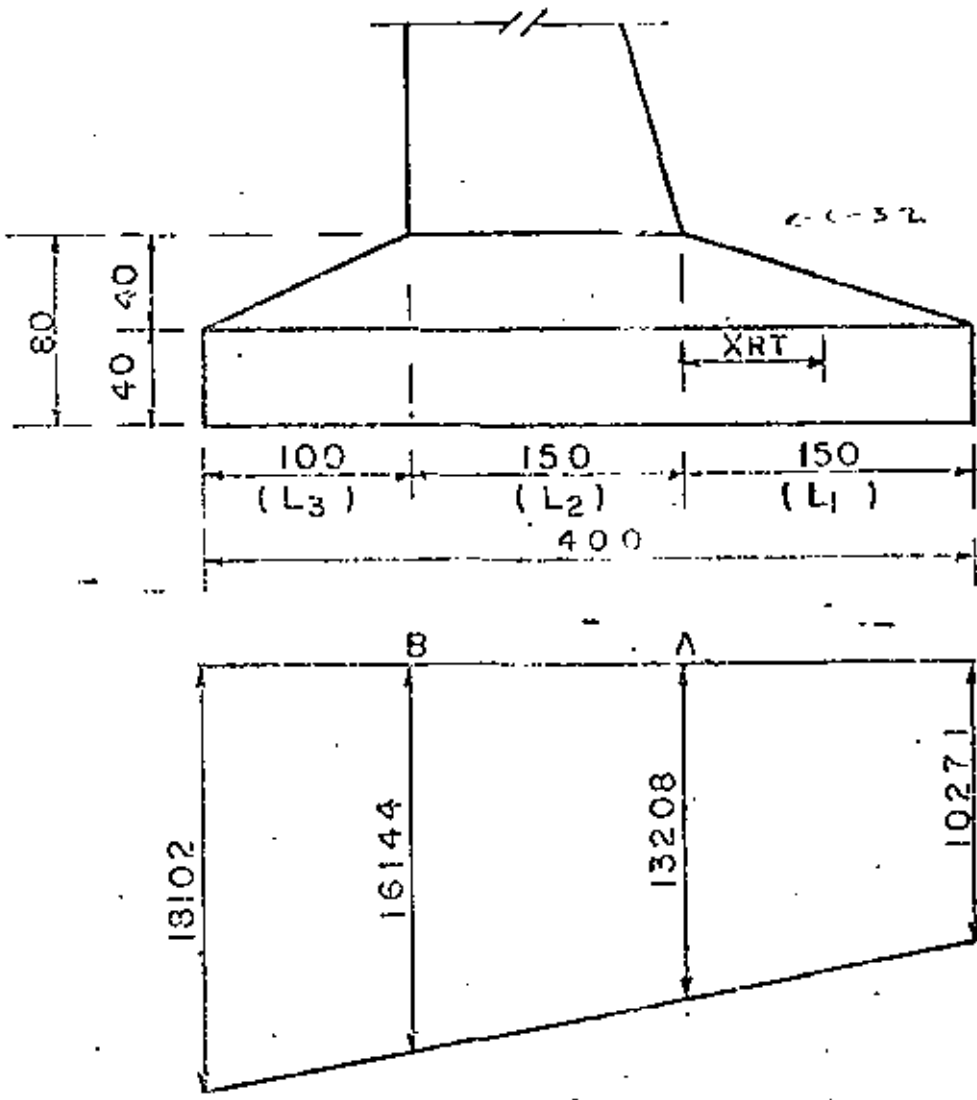
$$f_{\text{mín}} = \frac{340478}{24} \left[ 1 - \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 18102 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.8102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{S_V} = \frac{932593}{189255} = 4.94 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

$$C_{S_D} = \frac{0.52 \times 340478}{66158} = 2.68 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA. - (UTILIZAREMOS EL GRUPO III)



$$= 10271 + \frac{7831 \times 3.00}{4.00} = 16144 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 10271 + \frac{7831 \times 1.50}{4.00} = 13203 \text{ Kg/m}^2$$



ANALISIS DE LA SECCION "A" .-

Reacción del terreno:

Rt = (f máx + f0) x L / 2 = (10271 + 13203) x 1.50 / 2 = 17609 Kg/m²

Xrt = 1.50 \* (13203 + 2 \* 10271) / (13203 + 10271) = 0.719 m

Mrt = 17609 x 0.719 = 12661 Kg - m

Peso propio. - (Parte de la zapata en estudio)

PP2 = (0.40 x 1.50 + 0.40 x 1.50 x 0.5) x 1600 = 2160 Kg/m²

Xpp = 1.50 \* (0.80 + 2 \* 0.40) / (0.80 + 0.40) = 0.667 m

Mpp2 = 2160 x 0.667 = 1440 Kg - m

Peso de la tierra sobre la zapata. -

PT = (3.00 + 1.75) 0.5 x 1.50 x 1600 = 5700 Kg/m

Xpt = 150 \* (3.00 + 2 \* 1.75) / (3.00 + 1.75) = 0.684 m

Mpt = 5700 x 0.684 = 3900 Kg - m

Resumen. -

Σ Va = 17609 - 2160 - 5700 = 9749 Kg

Σ Ma = 12661 - 1440 - 3900 = 7321 Kg - m

Peralto. -

d = sqrt(732100 / 13.79 x 100) = 23.13 cm

Se adopta: d = 72 cm, r = 8 cm, h = 80 cm

Acero de refuerzo. \*

As = 732100 / (2050 x 0.90 x 72) = 5.65 cm²/m < 10.00 cm²/m (temperatura)

Se colocarán varillas 5C a cada 20 cm ( $A_s = 9.90 \text{ cm}^2$ )

Revisión por adherencia. -

$$\epsilon_o \text{ calc} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 9.90}{.1.59} = 24.91 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{9749}{24.91 \times 0.9 \times 72} = 6.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.04 \text{ Kg/cm}^2 < 20.07 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{f_{\text{perm}}} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{\text{calc}}} = \frac{9749}{100 \times 72} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

Acero por Temperatura. -

$A_{s_T} = 0.00125 \times 80 \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ , en cada cara. Colocaremos varillas 5C, a cada 20 cm, en dos direcciones, tanto para la parrilla superior, como para la parrilla inferior.

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "B" . -

De igual forma en que calculamos la sección "A", debemos calcular la sección "B", sin embargo, y en este único caso, no la calcularemos, pues podemos asegurar que también dominaría el acero por temperatura.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Para la revisión de esfuerzos en la columna y puesto que ya se tienen valuadas todas las cargas que intervienen en su diseño, encontraremos únicamente los brazos de palanca, referidos a la parte inferior (Lado superior de la contratirante), de la columna ya que -

esta sección será la que estudiaremos.

### CARGAS QUE ACTUAN EN CADA COLUMNA. -

(Los brazos se referirán a los ejes centroidales de la sección inferior de la columna.

#### 1. - CARGA MUERTA. -

$$CM = 120351 \times 0.5 = 60176 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cm} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 60176 \cdot (-0.21) = -12637 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (-)$$

#### 2. -

$$CV = 35346 \times 0.5 = 17673 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cv} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 17673 \cdot (-0.21) = -3711 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (-)$$

#### 3. - FRENAJE. -

$$F_R = 1767 \times 0.5 = 884 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 884 \times 3.50 = 3094 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

#### 4. - FRICCIÓN. -

$$F_r = 6018 \times 0.5 = 3009 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 3009 \times 3.50 = 10532 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

#### 5. - VIENTO TANGENCIAL EN LA SUPERESTRUCTURA. -

$$VTS = 1230 \times 0.50 = 615 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{vts} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

## 6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. -

$$VTCV. = 1230 \times 0.5 = 615 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } Y_{vte} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

## 7. - EMPUJE DE TIERRAS. -

a). - Sobre diafragma, aleros y cabeza!

$$E_{ta} = 20422 \times 0.50 = 10211 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 4.762 - 1.30 = 3.462 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 10211 \times 3.462 = 35350 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas

$$E_{tb} = 22135 \times 0.5 = 11068 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 2.124 - 1.30 = 0.824 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 11068 \times 0.824 = 9120 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

$$\Sigma F = 21278 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 44470 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+) \quad Y_{ET} = \frac{44470}{21278} = 2.09 \text{ m}$$

## 8. - PESO PROPIO DEL CABALLETE . -

a). - Por los aleros:

$$PPa. = 1657 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -3.024 + 2.25 = -0.774 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1657 (-0.774) = -1283 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

b). - Por el diafragma. -

$$PPi. = 4436 \times 0.50 = 2218 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -2.975 + 2.25 = -0.625 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 2218 (-0.625) = -1386 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

c). - Por el cabezal

$$PP_c = 7800 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -0.21 - 0.04 = -0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 7800 (-0.25) = -1950 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

d). - Por las columnas.

$$PP_d = 10800 \times 0.5 = 5400 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -2.367 + 2.25 = -0.117 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5400 (-0.117) = -632 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma F = 17075 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = -5251 \text{ Kg} \cdot \text{m} + )$$

$$\bar{X} = \frac{-5251}{17075} = -0.308 \text{ m (a la izq. del eje centroidal } y - y)$$

RESUMEN TOTAL DE FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANDO SOBRE UNA COLUMNA. -

a). - Por fuerzas verticales.

C-C-37 SOP

CONCEPTO	FUERZA (Kg.)	BRAZO (m.)	MOMENTO (Kg·m.)
CM	60176	-0.210	-12637
CV+I	17673	-0.210	-3711
PP	17075	-0.308	-5251
$\Sigma$	94924		-21599

Posición de la resultante:  $X = \frac{-21599}{94924} = -0.228 \text{ m}$  (a la izquierda del eje centroidal y - y)

b). - Por fuerzas horizontales. -

*c-2-37-11f*

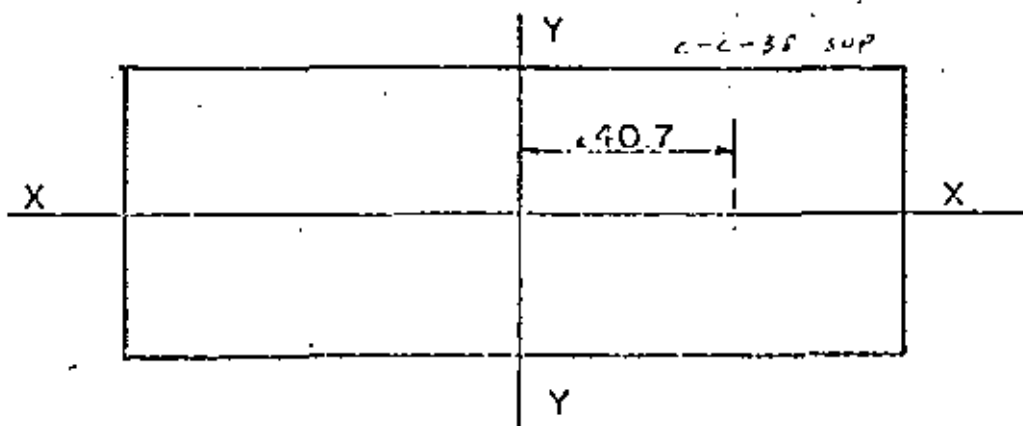
CONCEPTO	FUERZA (Kn)	BRAZO (m.)	MOMENTO (Kg-m.)
FR	884	3.500	3094
Fr	3009	3.500	10532
VTS	615	3.500	2153
VTCV	615	3.500	2153
ET	21278	2.090	44470
$\Sigma$	26401		60249

Posición de la resultante:  $Z = \frac{60249}{26401} = 2.282 \text{ m}$

La excentricidad sobre el eje X - X, será

$$e = \frac{\Sigma MV + \Sigma MH}{\Sigma FV} = \frac{-21599 + 60249}{94924} = 0.407 \text{ m}$$

$e = 0.407 \text{ m}$  (A la derecha y sobre el eje X - X)



NOTA. - Una forma simplificada, para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el Departamento de Puentes de la S. O. P., y es la siguiente:

### CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS

SEGUN DIN - 1045 (CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentajes mínimos y máximos del refuerzo.

*c-c-31 inf*

Hs/d	P. mínimo	f'c (Kg/cm.)	P. máximo
$\leq 5$	0.5 %	100-140	3 %
$\geq 10$	0.8 %	180-250	6 %

Hs = Altura total de la columna

d = dimensión mínima de la sección

Considerando, como caso mas desfavorable, que la columna está empotrada en su parte inferior, y libre también en su parte superior, tendremos entonces una longitud de pandeo cuyo valor es:

$$H_s = 2H = 2 \times 3.00 = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{H_s}{d} = \frac{6.00}{0.60} = 10$$

Ensayaremos entonces con  $p = 0.912\%$ , como mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones, de la columna, es decir:

$$A_{prom} = \frac{100 + 150 \times 60}{2} = 7500 \text{ cm}^2$$

$$A_s =, 0.00912 \times 7500 = 68.4 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Colocaremos 6 varillas 12C (} A_s = 6 \times 11.40 = 68.4 \text{ cm}^2)$$

#### REVISION FOR PANDEO. -

Según el Beton Kalender, se deberá cumplir que:

$$\frac{P_{ruptura}}{\omega \cdot P_{factuante}} \geq 3$$

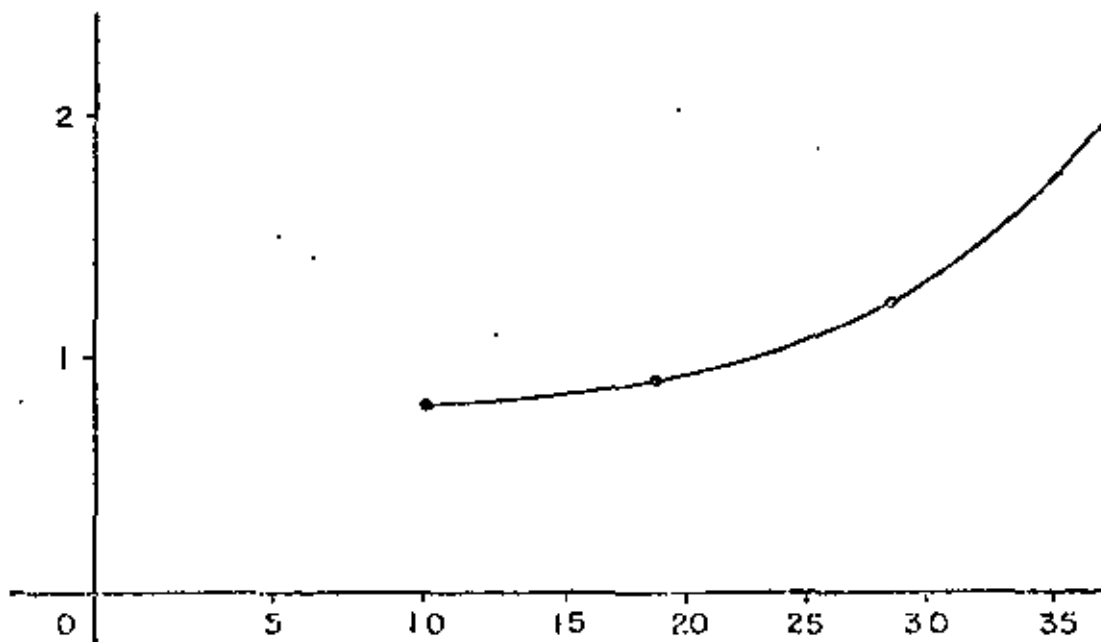
Donde:

$$P_{rupt} = 94924$$

El valor de " $\omega$ " lo obtendremos de la siguiente tabla:

c-c-39

Hs l d	15	20	25	30	35	40
$\omega$	1.00	1.08	1.32	1.72	2.28	3.00





Interpolando, según la gráfica anterior, tenemos que el valor de "  $\eta$  ", es aproximadamente la unidad, es decir,  $\eta = 0.98$

$$\text{Entonces: Pandeo} = \frac{279910}{94924 \times 0.98} = 3.01 \hat{=} 3.00 \text{ :- bien}$$

REVISION POR CARGA EXCENTRICA. -

Según DIN - 1045, la revisión para carga axial, será igual a la revisión por pandeo.

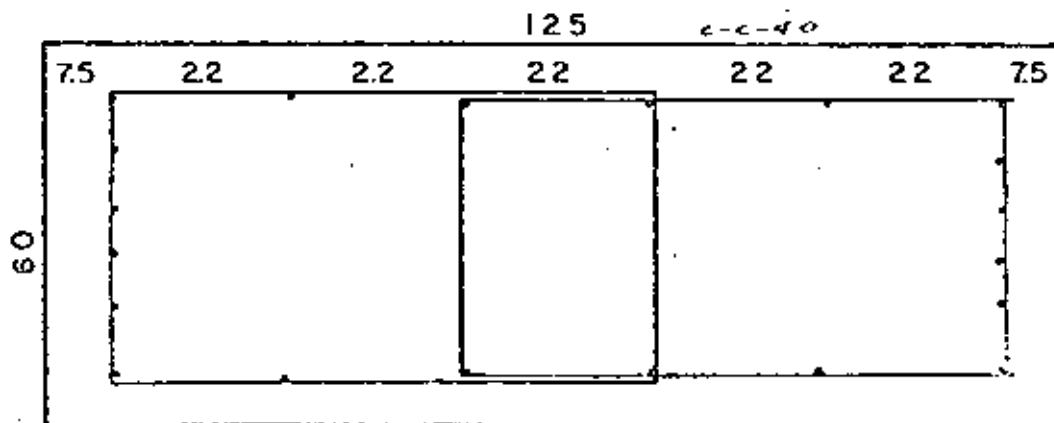
ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C, para facilitar el armado de los estribos.

ESTRIBOS SEGUN DIN . -

Por especificación deberá ser el 0.25%, del volumen de concreto. -

$$V = 0.0025 \times 7500 \times 100 = 1875 \text{ cm}^3$$



La longitud de un estribo promedio 4C de 4 ramas, según se muestra en la figura, es

$$L = 2 (2 \times 50 + 2 \times 71) = 484 \text{ cm.}$$

En un metro de columna se requiere:

$$A_s = \frac{1875}{484} = 3.874 \text{ cm}^2$$

$$\text{y la separación será: } s = \frac{1.27 \times 100}{3.874} = 32 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

#### CUBICACIONES DE UN CABALLETE. -

##### 1). - CONCRETO

##### a). - Diafragma y aleros

$$V_1 = \left[ (0.86 + 1.59) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.22 \right] \times 2 = 0.7503 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1.5975 \times 0.785 \times 0.25 \times 2 = 0.6270 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 1.1375 \times 6.50 \times 0.25 = 1.8484 \text{ m}^3$$

$$\text{por lo tanto } V_a = 3.2257 \text{ m}^3$$

##### b). - Cabezal y zoclos

$$V_1 = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 = 6.50 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0.5935 \times 0.587 \times 0.087) \cdot 7 = 0.3122 \text{ m}^3$$

$$\text{Por lo tanto: } V_b = 6.7122 \text{ m}^3$$

##### c). - Columnas. -

$$V_c = (1.50 + 1.00) \cdot 2.40 \times 0.60 \times 2 = 3.600 \text{ m}^3$$

##### d). - Contratrupe. -

$$V_d = 1.50 \times 0.60 \times 6.50 = 5.850 \text{ m}^3$$

##### e). - Zpata. -

$$\text{Parte constante: } V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.600 \text{ m}^3$$

Parte variable:

$$A_{inf.} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \left( 24 + 6.81 + 24 \times 6.81 \right) \frac{0.40}{3} = 5.8126 \text{ m}^3$$

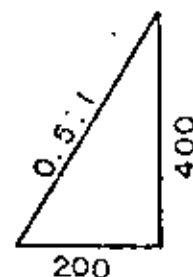
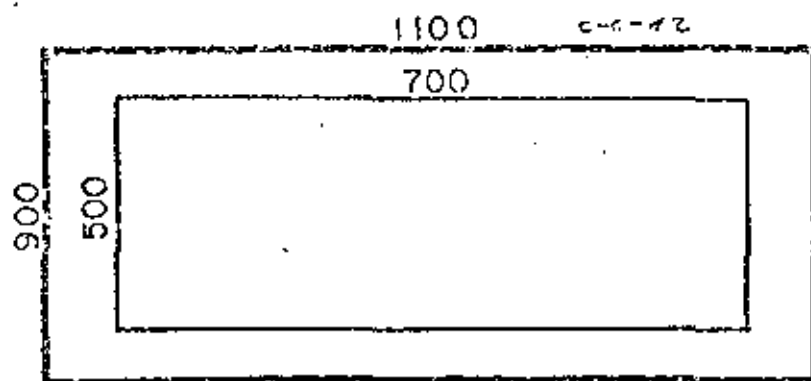
Por lo tanto  $V_e = 15.4126 \text{ m}^3$

II). - ACERO ESTRUCTURAL EN JUNTA DE DILATACION, -

$$= 1.5 \times 0.025 \times 80 \times 7.85 = 89.5 \text{ Kg}$$

III). - EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Consideramos: Altura promedio  $h = 4.00 \text{ m}$   
 Talud de excavación 0.5:1  
 Banquetas en el piso, de 0.50 m



$$\text{Arco inf : } A_i = 7.00 \times 5.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} : A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left( 35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257 \text{ m}^3$$

IV. - RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS)

A la altura de 4.00 m, el volumen de concreto es aproximadamente los dos terceros

partes, por lo tanto el volumen de relleno será

$$V_r = 257 - \frac{2 \times 35}{3} = 234 \text{ m}^3$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS  
PILAS NUMS: 2,3,4 y 5

## CALCULO DE LAS PILAS 2,3,4 y 5

El presente cálculo corresponde al de una pila de concreto reforzado, con cabezal en doble voladizo empotrado en una columna de 4.00 m de ancho por 1.00 m de espesor, con tajamares circulares y descansando sobre una zapata de 6.00 x 4.00 m.

Las características antes mencionadas pueden verse en las tres hojas siguientes.

### DATOS PARA EL PROYECTO. -

Por acuerdo de las autoridades de la S. R. H., calcularemos la pila de mayor altura y con esto reforzaremos las demás pilas, por lo cual ensayaremos con la núm. 2.

Estación de la pila núm. 2: 1 + 209.19

Elevación de la corona : 40.80

Elevación del desplante: 29.80

Espesor del cabezal = 1.60 m (sobre la columna)

Espesor de la zapata = 0.80 m (bajo la columna)

Altura efectiva de la columna = 8.60 m

Carga viva considerada: Camión Tipo HS-20

### CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

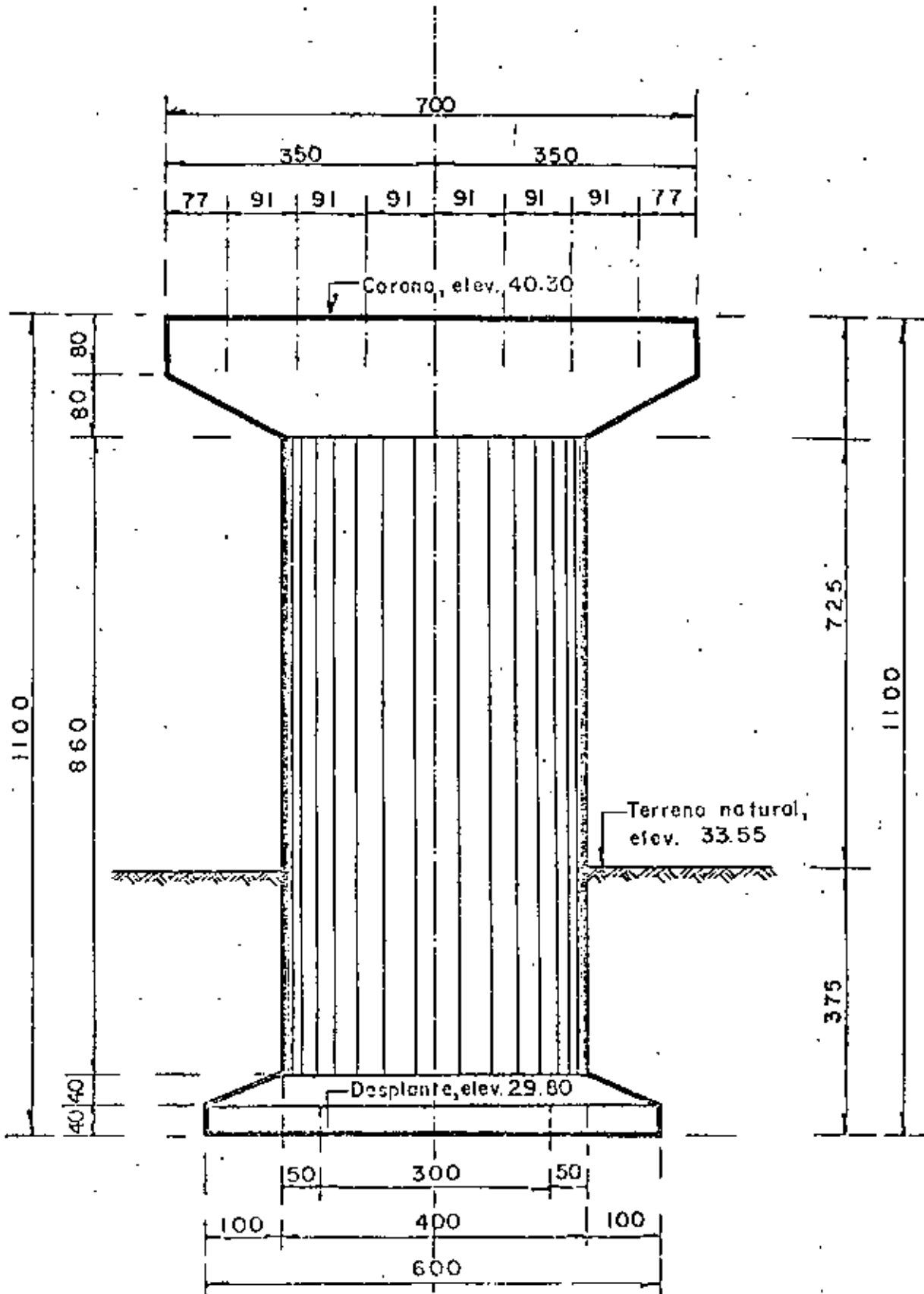
$$J = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

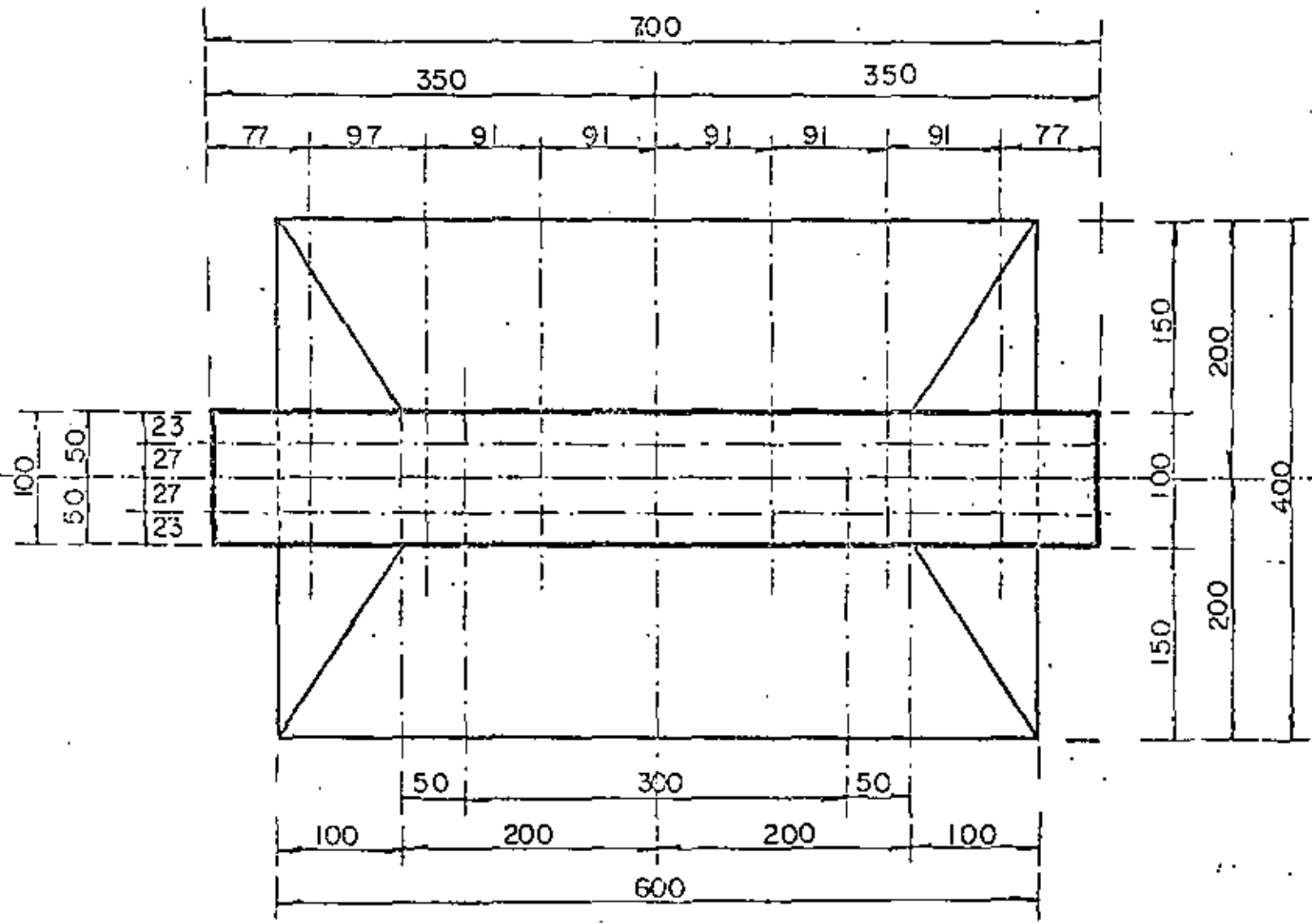
#### DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA.-

El tipo de estructura propuesta puede verse en las hojas siguientes:



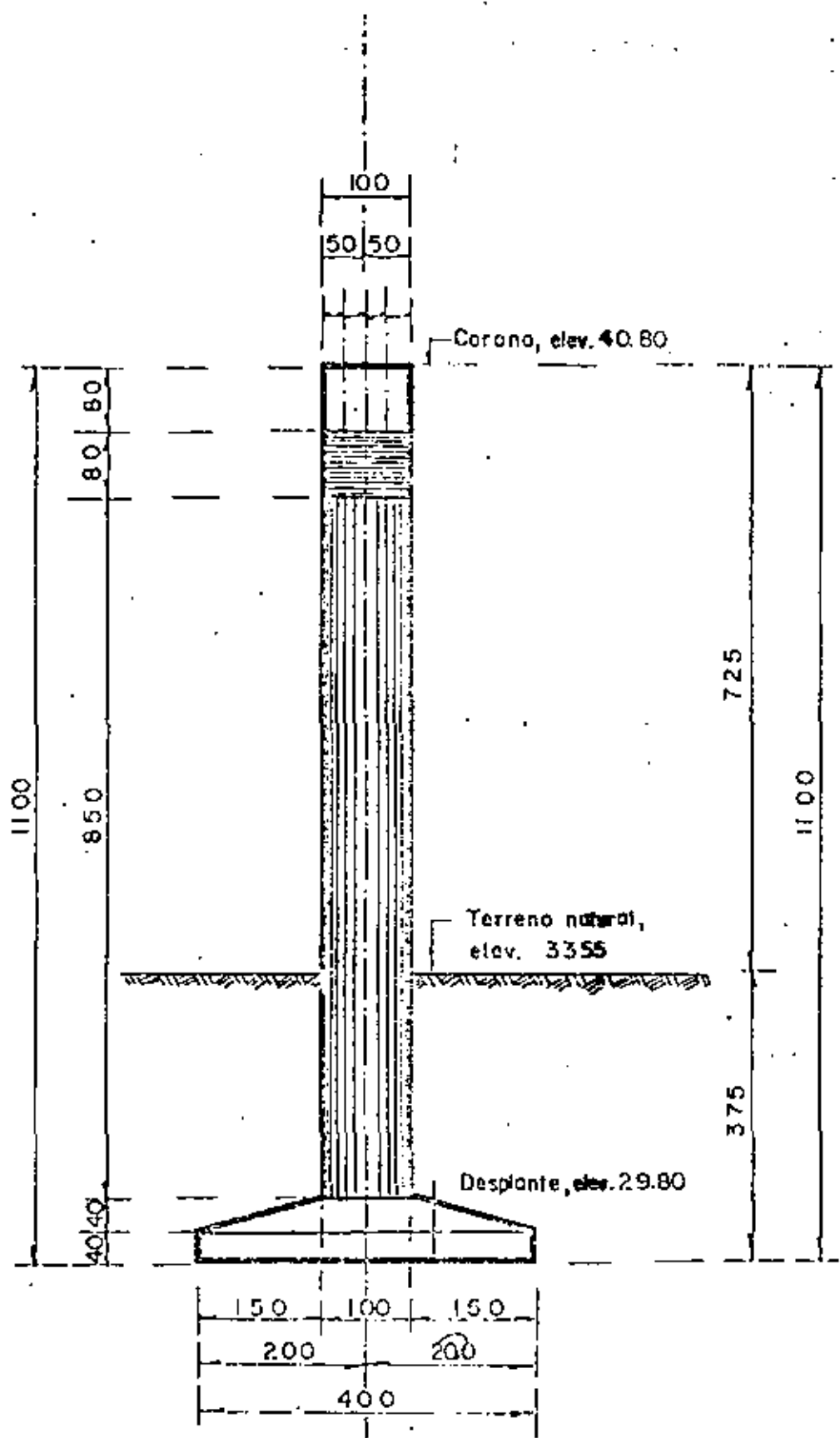
ELEVACION  
(ESCALA 1:80)





PLANTA  
(ESCALA 1:50)

P-V-R



PERFIL  
(ESCALA 1:80)

# P I L A

## CALCULO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL

### I. - FUERZAS QUE ACTUAN EN EL CABEZAL.

#### 1. - CARGA MUERTA.

a. - Peso de la superestructura incluyendo parapeto:

$$P = 99.60 \times 2400 = 239040 \text{ Kg}$$

b. - Peso de la carpeta asfáltica:

$$P = 6.50 \times 0.03 \times 20.52 \times 2200 = 8803 \text{ Kg}$$

$$P_t = 247843 \text{ Kg}$$

#### 2. - CARGA VIVA.

Se considerará un camión HS-20 en dos fojas de circulación.

Considerando carga equivalente:

$$\text{Carga viva} = (11973 + 952 \times 20.52) \cdot 2 = 63016 \text{ Kg}$$

#### 3. - IMPACTO.

$$I = \frac{15.24}{20.00 + 38.10} = 0.26 = 26\%$$

Por lo tanto la carga viva en el cabezal (En cada voladizo) será:

$$R_{cv} = (63016 \times 1.26) \cdot 0.5 = 39700 \text{ Kg}$$

#### 4. - PESO PROPIO DEL CABEZAL.

$$P_{pc} = (7.00 \times 0.80 + \frac{7.00 + 4.00}{2} \times 0.80) \cdot 1.00 \times 2400$$

$$P_{pc} = 24000 \text{ Kg}$$

### II. - DESCARGA DE CADA LADO DEL CABEZAL.

Para estar dentro de la seguridad, el voladizo del cabezal lo consideraremos empotra-

do en el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna esto es:

$$d = 0.50 - \frac{4r}{3\pi} = 0.50 - \frac{4 \times 0.50}{3 \times 3.1416} = 0.29 \text{ m}$$

1. - CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA.

$$CM = 247843 \times 0.5 = 123922 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 123922 \times 1.79 = 221820 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - CARGA VIVA

$$Cv = 39700 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 39700 \times 1.79 = 71063 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - PESO PROPIO DEL CABEZAL (UN VOLADIZO)

Se considerará el peso de un voladizo hasta el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna.

$$Ppc = (1.60 \times 0.28 + \frac{1.60 + 0.80}{2} \times 1.50) 1.00 \times 2400$$

$$Ppc = 5434 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5434 \times 0.89 = 4836 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

suma de fuerzas y momentos en cada voladizo:

$$\Sigma F = 123922 + 39700 + 5434 = 169056 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MA = 221820 + 71063 + 4836 = 297719 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_c = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 0.9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

$$K = 13.69$$

$$\alpha = 0.27$$

PERALTE NECESARIO Y ACERO PRINCIPAL DE REFUERZO.

$$d = \sqrt{\frac{297719}{100 \times 13.69}} = 147 \text{ cm.}$$

Se adopta:

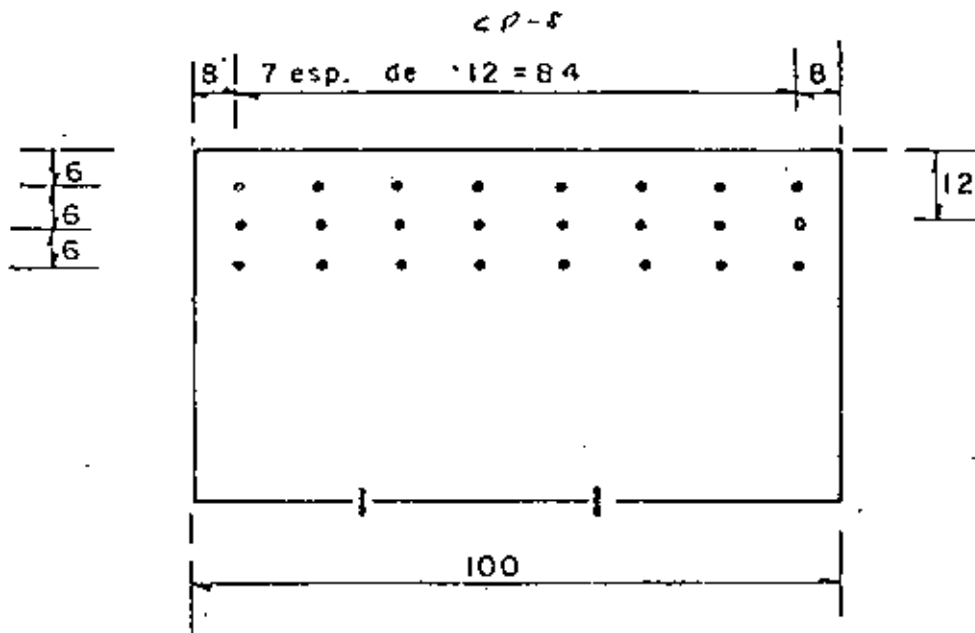
$$d = 148 \text{ cm}$$

$$r = 12 \text{ cm}$$

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{29771900}{2000 \times 0.9 \times 148} = 111.76 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 24 varillas de 8C ( $A_s = 122 \text{ cm}^2$ ) en tres lechos de 8 varillas cada uno, según la figura siguiente.



### REVISION POR CORTANTE.

a). En el empotramiento.

$$v_{perm.} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 169056 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{169056}{100 \times 0.9 \times 148} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \text{ :- bien}$$

### REVISION POR ADHERENCIA

a). En el empotramiento.

$$\sum D_s = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 122}{2.54} = 192 \text{ cm}$$

$$\Sigma o_{perm} = \frac{V}{\phi i d}$$

$$\phi_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \Sigma o_{perm} = \frac{169056}{14.32 \times 0.9 \times 148} = 89 \text{ cm} < 192 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

### ESTRIBOS

$$\sqrt{v}_{perm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{odm} = \frac{V}{b_j d} = \frac{169056}{100 \times 148 \times 0.9} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}' = 12.69 - 4.585 = 8.105 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando estribos de 2 ramas y de 8C

$$A_s = 5.07 \times 2 = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{10.14 \times 2000}{8.105 \times 100} = 25 \text{ cm}$$

Se usarán estribos de 8C de 2 ramas, a cada 25 cm c. a. c.

## CALCULO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA

### CARGAS. -

#### a. - Viento normal en la superestructura (VNS)

El área expuesta del parapeto se desprecia por ser de tubo, ~~es~~ **es**cho parapeto.

Área expuesta total de la Superestructura (un tramo)

$$A_t = 1.10 \times 20.52 = 22.572 \text{ m}^2$$

$$VNS = 244 \times 22.572 = 5508 \text{ Kg}$$

$$A \text{ por metro} = 1.10 \times 1.00 = 1.10 \text{ m}^2$$

$$VNS \text{ por metro} = 244 \times 1.10 = 268 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.75 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.55 \text{ m}$$

#### b. - Viento tangencial en la superestructura (V.T.S.)

$$VTS = 59 \times 22.572 = 1332 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicado en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

#### c. - Viento normal en la subestructura (VNSB)

$$\text{Área expuesta} = 5.56 \times 1.00 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$VNSB = 5.56 \times 195 = 1084 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 5.10 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 5.50 \text{ m}$$



d. - Viento tangencial en la subestructura (VTSB)

Area expuesta:

$$A_1 = 7.00 \times 0.80 = 5.60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (7.00 + 4.00) 0.5 \times 0.80 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 4.00 \times 3.96 = 15.84 \text{ m}^2$$

$$A_t = 25.84 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{VTSB} = 195 \times 25.84 = 5039 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{5.16 \times 5.60 + 4.40 \times 4.36 + 15.84 \times 1.98}{25.84} = 3.074 \text{ m}$$

Brazo a la parte inferior de la columna = 7.714 m

Brazo al desplante de la zapata = 8.514 m

e. - Frenaje (FR)

$$\text{FR} = 0.05 \times 39700 = 1985 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

f. - Fricción (Fr)

$$\text{Fr} = 0.05 \times \frac{247043}{2} = 6196 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

g). - Viento normal sobre la carga viva (VNCV)

$$\text{VNCV} = 20.52 \times 149 = 3068 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 2.93 m

Brazo a la parte inferior de la columna = 13.13 m

Brazo al desplante de la zapata = 13.93 m

h. - Viento tangencial sobre la carga viva (VTCV)

VTCV =  $20.52 \times 60 = 1231$  Kg

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

#### COMBINACION DE CARGAS

1. - Combinación I (En seco)

CM = 247843 Kg

CV = 63016 Kg

Cabezal = 24000 Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 412981$  Kg

2. - Combinación II (En seco)

CM = 247843 Kg

Cabezal = 24000Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 349965$  Kg

Momentos por fuerzas normales.

$M_{vns} = 5503 \times 11.55 = 63617$  Kg - m

$M_{vnsb} = 1034 \times 5.50 = 5962$  Kg - m

$\Sigma = \frac{69579}{\text{Kg - m}}$

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{vts} = 1332 \times 11.00 = 14652 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{vtsb} &= 5039 \times 8.514 = 42902 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\ &= 57554 \text{ Kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

3. - Combinación III (En seco)

$$F = 412981 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 69579 = 20874 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{vncv} &= 3068 \times 13.93 = 42737 \text{ Kg} \cdot \text{m} \\ &= 63611 \text{ Kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 57554 = 17266 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{vtcv} = 1231 \times 11.00 = 13541 \text{ "}$$

$$M_{fR} = 1985 \times 11.00 = 21835 \text{ "}$$

$$\begin{aligned} M_{fR} &= 6196 \times 11.00 = 68156 \text{ "} \\ &= 120798 \text{ Kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Si consideramos flotación, se omitirá el viento en la Subestructura y la superestructura, hasta el NAME y se considerará empuje dinámico debido a la corriente. (Este puente - trabajará en algunas épocas como vado o sea que se considera toda la estructura sumergida).

#### CALCULO DEL EMPUJE DE LA CORRIENTE:

##### AREA EXPUESTA A LA CORRIENTE:

$$A = (20.52 \times 1.00) + (7.25 \times 1.00) = 27.77 \text{ m}^2$$

$$P = 52.55 \times 1.00 \times 1.36^2 = 97.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$E = 97.20 \times 27.77 = 2699 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{20.52 \times 7.75 + 7.25 \times 3.625}{27.77} = 6.673 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 6.673 + 2.95 = 9.623 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 6.673 + 3.75 = 10.423 \text{ m}$$

$$\text{Mol. desp.} = 2699 \times 10.423 = 28132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Por otra parte veremos la diferencia de pesos, cuando la estructura esta sumergida y cuando no lo está.

a) En seco

$$\text{CM.} = 247\ 843$$

$$\text{Cabezal} = 24\ 000$$

$$\text{Columna} = 78\ 122$$

---


$$349\ 965 \text{ Kg.}$$

b). Con Agua:

$$CM = \frac{247\,843 \times 1400}{2400} = 144\,575 \text{ Kg}$$

$$\text{Cabezal} = \frac{24000 \times 14000}{2400} = 14000 \text{ Kg}$$

$$\text{Columna} = \frac{78122 \times 1400}{2400} = 45\,571 \text{ Kg}$$
$$\Sigma = 204\,146 \text{ Kg}$$

Diferencias de pesos:

$$\text{Dif.} = 349\,965 - 204\,146 = 145\,819 \text{ Kg}$$

Combinación II (con agua)

$$\Sigma F_v = 349\,965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida para que aún quede pasar un Convoy)

$$M_{vns} = 63\,617 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\hline 91\,749 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I (con agua)

$$\Sigma F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN. -

$$e_N = \frac{\sum M_n}{\sum F_v} ; e_L = \frac{\sum ML}{\sum F_v} ; e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

c P-17

Concreto	Combinación I		Combinación II		Combinación III
	En seco	Con agua	En seco	Con agua	
$\sum F_v$	412 981	267 162	349965	204 146	412 981
$\sum M_n$	0	28 132	69579	917 49	63 611
$\sum ML$	0	0	57554	0	120 798
$e_n$	0	0.105	0.1988	0.4494	0.154
$e_L$	0	0	0.1644	0	0.2925
$e$	0	0.105	0.2578	0.4494	0.3304

la combinación II Con agua es la que analizaremos, por tener una mayor excentricidad.

DETERMINACION DE LOS PORCENTAJES MINIMOS DE REFUERZOS PARA LAS COLUMNAS:

(Análisis según DIN - 1045. - Capítulo 27 Beton Kalender)

Para estar dentro de la seguridad consideramos la columna empotrada en su poste inferior y libre en la parte superior.

$d =$  menor dimensión de la columna  $= 1.00 \text{ m}$

$$\text{Area} = 3.785 \text{ m}^2 = 37850 \text{ cm}^2$$

Entonces, según las recomendaciones del Depto. de Puentes tenemos que el mínimo es de 0.8% y el máximo es 6% para concreto de  $f_c$  entre 180 y 250  $\text{Kg/cm}^2$ .

Adoptaremos para un primer ensayo,  $P = 1\%$

$$A_s = 0.01 \times 37850 = 378.5 \text{ cm}^2$$

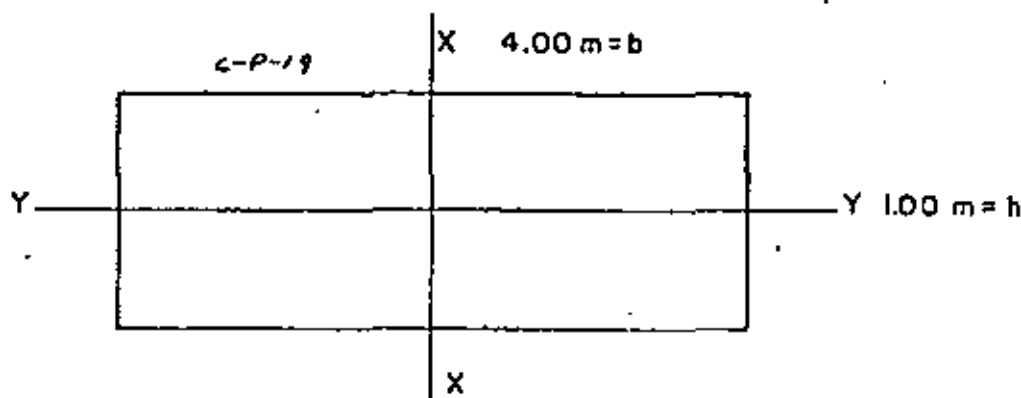
$$\text{Vars } 1 \frac{1}{2}'' \phi ; A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ Varis.} = \frac{378.5}{11.4} = 34 \text{ Varillas}$$

$$\text{Perímetro} = 407 \text{ cm}$$

REVISION POR PANDEO.

$$\text{Se cumplirá que: } \frac{P_{rup}}{\omega \times \text{Factante}} \geq 3$$



$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{1 \times 4^3}{12} = 5.333 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{4 \times 1^3}{12} = 0.3333 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Prup} &= A_c \times f'_c + A_s \times f_y \\ &= 40000 \times 250 + 200 \times 4200 \\ &= 10\,840\,000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$\omega = 1.09$  (Ver libro nuevo de puentes de S. R. H. "En Caballetes").

$$\text{Pactuante} = \sum F_v = 204\,146 \text{ Kg}$$

$$\therefore \frac{10\,840\,000}{204\,146 \times 1.09} = 48.7 > 3 \quad \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS: (SEGUN DIN)

Estribos 0.25% del Volúmen de Concreto

$$E = 0.0025 \times 37850 \times 100 = 9463 \text{ cm}^2$$

El perímetro de un estribo 4C de 6 ramas es de 1386 cm

$$\text{En un metro se requiere } \frac{9463}{1386} = 6.877 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{1.27 \times 100}{6.827} = 18 \text{ cm}$$

Estribos de 6 ramas de 4C a 18 cm

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA

$$\sum F_v = 204\,164 \text{ Kg}$$

$$M_x = 91\,749 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0$$

Capacidad del terreno = 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Peso de la Zapata:



$$\omega_1 = (4 \times 6 \times 0.40) + 200 = 23040 \text{ Kg}$$

Para  $\omega_2$

$$A_i = 24 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4 \text{ m}^2$$

$$h = 0.80 \text{ m}$$

$$\omega_2 = \left[ (24 + 4 + \sqrt{24 \times 4}) \right] \frac{0.40}{3} \times 2400 = 10653 \text{ Kg}$$

$$\omega_f = 33693 \text{ Kg}$$

PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_t = (24.00 - 4.00) \times 3.15 \times 1800 = 113400 \text{ Kg}$$

PESO DEL AGUA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_a = (24.00 - 4.00) \times 7.25 \times 1000 = 145000 \text{ Kg}$$

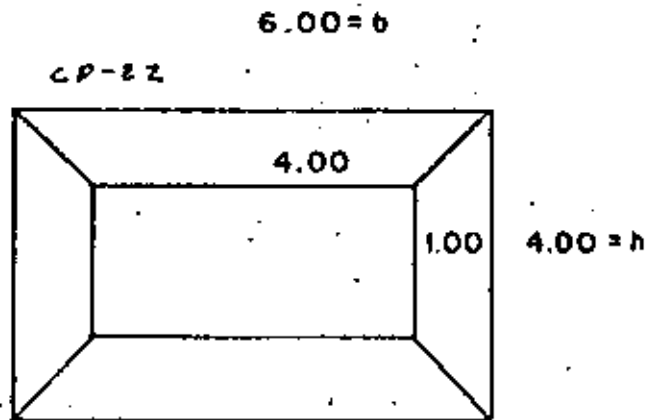
$$\text{Peso total del conjunto} = \sum F_v + \omega_{zap} + \omega_t + \omega_a$$

$$P_{tc} = 204146 + 33693 + 113400 + 145000 = 496239 \text{ Kg}$$

$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

$$f = \frac{\text{Pror}}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

$$S_x = \frac{hb^2}{6} = \frac{4.00 \times 6.00^2}{6} = 24.00 \text{ m}^2$$



$$f = \frac{496\,239}{24} \pm \frac{91749}{24}$$

$$f_{\text{m\acute{o}x}} = 2.0676 + 0.38228 = 2.4489 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$f_{\text{m\grave{i}n}} = 2.0676 - 0.38228 = 1.6854 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

Reacci3n del terreno:

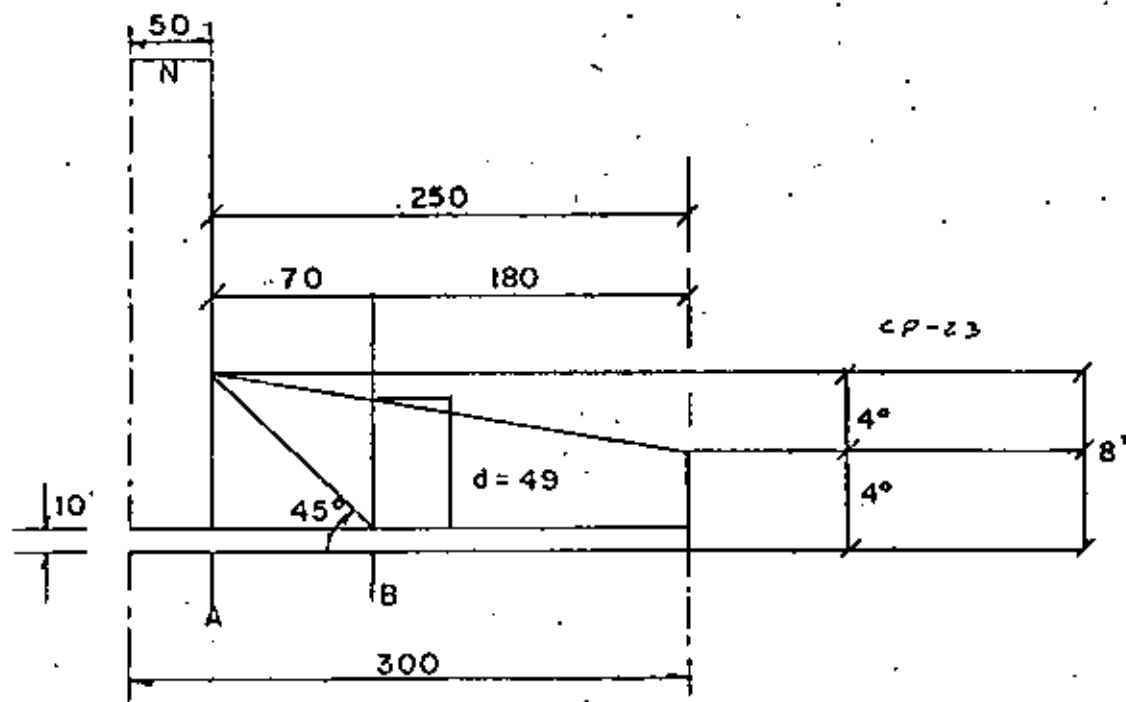
$$f_{\text{m\acute{o}x}} = 2.4489 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{m\grave{i}n}} = \underline{1.6854} \text{ Kg/cm}^2$$

∴ la reacci3n del terreno ser3:

$$R_z = \frac{0.8501}{2} - \frac{3369 + 113400 + 145000}{240000} = 8501 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_t = 0.8501 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{2da. reacci3n}$$



$$M_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 \times 1.25 = 26566 \text{ Kg-cm}$$

$$V_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 = 21253 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 8501 \times 1.80 \times 1.00 = 15.302 \text{ Kg}$$

REVISION DEL PERALTE:

$$d_M = \sqrt{\frac{26566}{13.69}} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte en A} = 70 \text{ cm}$$

Se adopta:

$$d = 70 \text{ cm}$$

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

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{26\,56\,600}{2000 \times 0.9 \times 70} = 21.08 \text{ cm}^2$$

Varillas de 1"  $\phi$  o 24 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 80 = 10 \text{ cm}^2$$

Varillas de 5/8" o 19 cm

REVISION POR CORTANTE

Peralte en B = 49 cm

$$\sqrt{v}_{perm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_a = \frac{21253}{500 \times 0.9 \times 70} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2 < 4.58 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\sum o = \frac{4A_s}{D} = \frac{21.08 \times 4}{2.54} = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum o_{perm} = \frac{21253}{14.32 \times 0.90 \times 80} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \therefore \text{ Bien.}$$

## CUBICACIONES

CONCRETO:-

a). - Cabezal. -

$$V_a = \left[ 7.00 \times 0.80 + (7.00 + 4.00) \times 0.50 \times 0.80 \right] \times 1.00 = \underline{10.00 \text{ m}^3}$$

b). - Columna de 8.60 m de altura. -

$$V_b = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \times 8.60 = \underline{32.55 \text{ m}^3}$$

c). - Columna de 5.60 m de altura. -

$$V_c = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \times 5.60 = \underline{21.20 \text{ m}^3}$$

d). - Zapata

Cálculo de  $V_1$ :

$$V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Cálculo de  $V_2$ 

$$\text{Area inferior: } A_i = 6.00 \times 4.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 4.00 \times 1.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Entonces: } V_2 = \left( \frac{24 + 4 + \sqrt{24 \times 4}}{3} \right) \times 0.40 = 5.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Por tanto el volumen de la zapata vale: } V_d = \underline{14.64 \text{ m}^3}$$

e). - Zoclos. -

Volumen por 7 zoclos de 5.9 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_1 = 0.50 \times 0.50 \times 0.059 \times 7 = 0.10325 \text{ m}^3$$

Volumen por 7 zoclos de 8.7 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_2 = 0.50 \times 0.50 \times 0.087 \times 7 = 0.15225 \text{ m}^3$$

Cada pilo 2, 3 ó 4 tienen zoclos por:

$$V = 0.1035 + 0.15225 = 0.26 \text{ m}^3$$

La pila 5 tiene zoclos por:

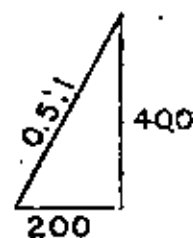
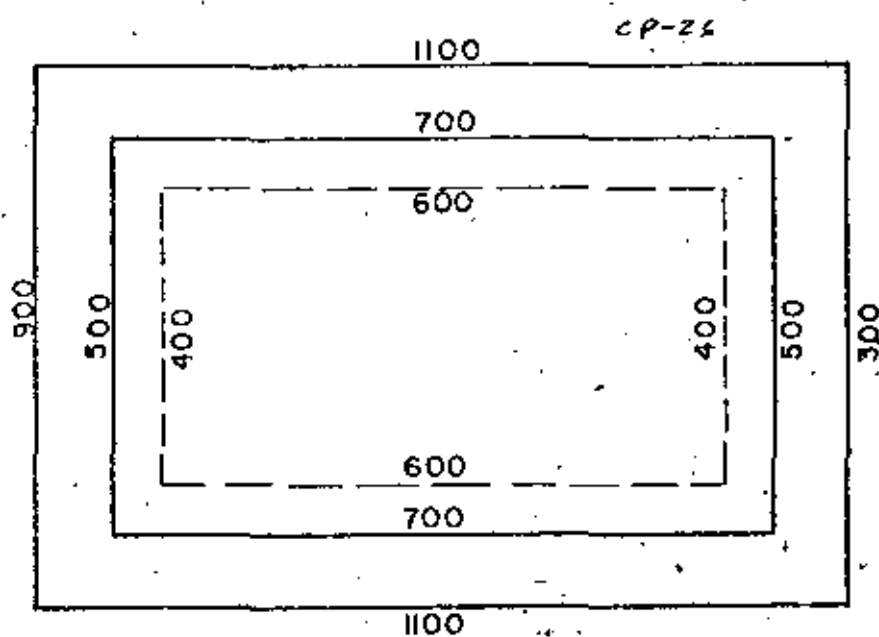
$$V = 0.15225 \times 2 = 0.30 \text{ m}^3$$

EXCAVACIONES. - (Aproximadas)

Consideramos: Altura promedio:  $h = 4.00 \text{ m}$

Talud de excavación:  $t = 0.5:1$

Banquetas en el desplante de:  $0.50 \text{ m}$



$$\text{Area inferior: } A_i = 5.00 \times 7.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left( 35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257.15 \text{ m}^3$$

RELLENOS COMPACTADOS. - (Aproximados)

Para este caso observamos que queda bajo el relleno la zópata y 3.20 m de altura de columna, entonces:

$$\text{Volúmen de la zapata: } V_z = 14.64 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen de columna: } V_c = \frac{12.11 \text{ m}^3}{26.75 \text{ m}^3}$$

El relleno será entonces:

$$V_r = 275.15 - 26.75 = 248.4 \text{ m}^3$$



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

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

PUENTE CON LOSA DE 3 NERVADURAS DE  
30 M. DE CLARO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982



### CALCULOS HIDRAULICOS DEL ARROYO EN EL SITIO DE CRUCE. -

Estos cálculos nos fueron proporcionados por la Residencia de Construcción en Tomatlán, Jal., y por instrucciones del Jefe del Departamento de Canales, tras un estudio previo, nos indicó que podían tomarse como buenas, por lo tanto solo los consignaremos:

$$N.A.M.E., \text{ elev.} = 65.50$$

$$\text{Area de la Cuenca} = 11056 \text{ Has}$$

$$\text{Pendiente promedio del arroyo} = 0.002$$

$$\text{Gasto de la Cuenca} = 220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Tirante de la Sección} = 3.77 \text{ m} \quad (\text{En el sitio de Cruce})$$

$$\text{Area de la Sección} = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado de la Sección} = 61.00 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 1.639 \text{ m}$$

$$\text{Gasto en el sitio de cruce} = 207.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Velocidad en la sección} = 2.079 \text{ m/seg.}$$

### CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

(La plantilla en el sitio de cruce es sensiblemente plana)

Area bajo el puente:

$$A_{bp} = (17.40 + 1.5 \times 3.77) \times 3.77 = 85.41 \text{ m}^2$$

Velocidad bajo el puente:

$$V_{bp} = \frac{207.90}{85.41} = 2.43 \text{ m/seg}$$

Velocidad de llegada:

$$V_o = 2.079 \text{ m/seg}$$

Sobrelevación: S

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_o^2}{2g} = \frac{2.430^2 - 2.079^2}{2 \times 9.81} = 0.09m$$

$$h = 8 \text{ cm.}$$

## DESCRIPCION. -

La presente memoria corresponde al cálculo estructural de una losa para puente, con tres nervaduras, de concreto reforzado, tal como se muestra en el esquema de la hoja núm. 2, de acuerdo con las siguientes datos:

## DATOS PARA EL PROYECTO. -

Claro = 30.00 m

Longitud total = 30.60 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho de las guarniciones = 0.80 m

Ancho total del puente = 9.10 m

Ancho de la carpeta asfáltica = 6.50 m

Peralte de las guarniciones = 0.28 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 m

Bombeo = 0.08 m (Perfil a dos aguas con 2% de pendiente)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal al arroyo)

Número de nervaduras = 3

Parapeto tipo GD-1312-SRH, con remate recto.

Carga móvil tipo HS-20, en dos fajas de circulación

## CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

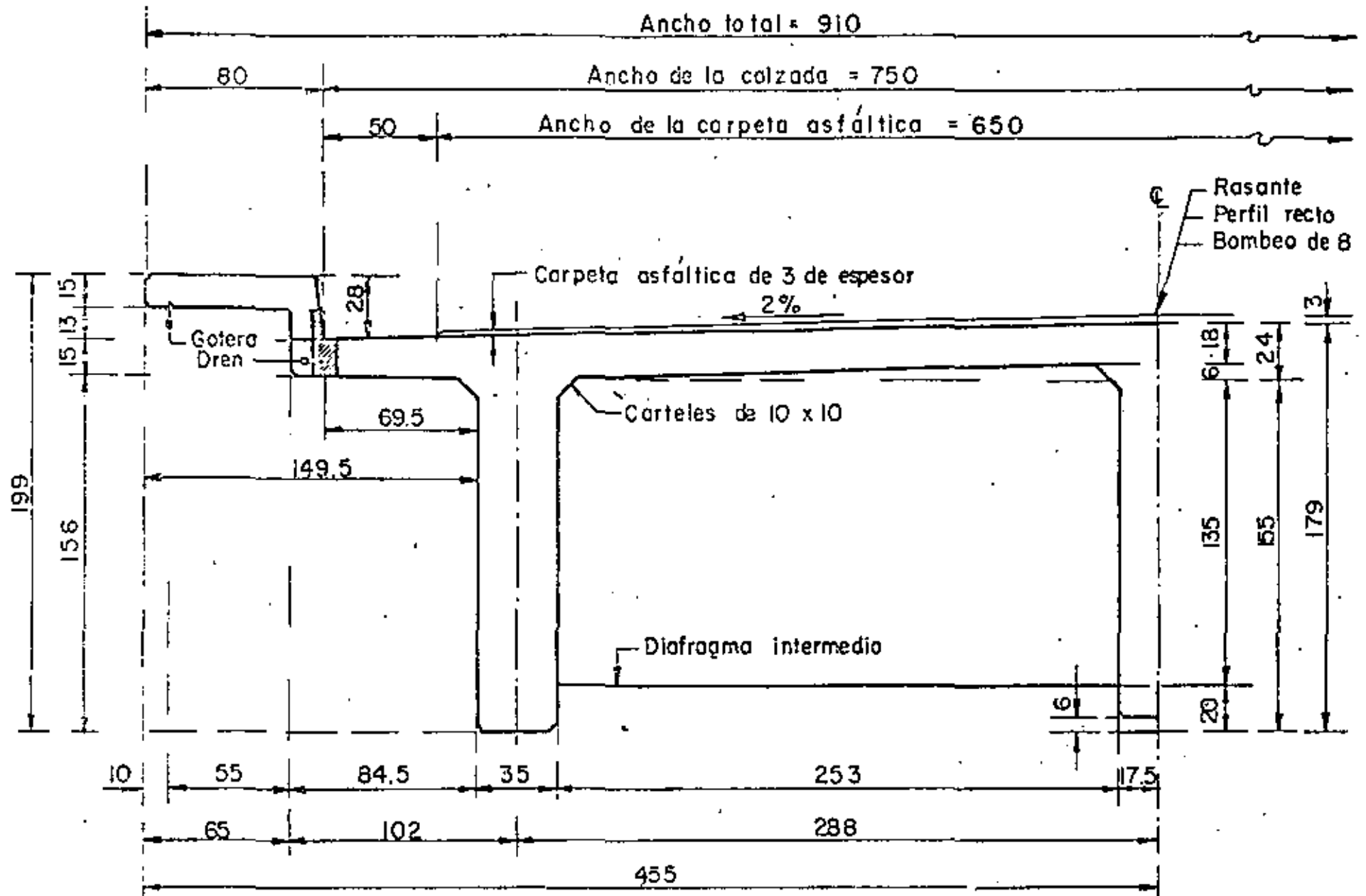
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$J = 0.890$$



MEDIA SECCION NORMAL

P-C-A  
A

$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

SEPARACION ENTRE NERVADURAS. -

Esta separación se obtiene buscando el equilibrio entre los momentos de la parte que queda en voladizo y el de la parte central, con respecto a los paños de la nervadura.

1. - LOSA EN VOLADIZO. -

a). - Por carga muerta

$$\text{Parapeto tipo} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.125 = 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 150 \times 1.37 = 206 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 \times 2400 = 234 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 1.495 - 0.325 = 1.17 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 234 \times 1.17 = 274 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 \times 2400 = 91 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = 0.845 - 0.068 = 0.78 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 91 \times 0.78 = 70 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Losa en voladizo} = 0.17 \times 0.845 \times 2400 = 345 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braço} = \frac{0.845}{3} \left( \frac{0.15 + 2 \times 0.18}{0.15 + 0.18} \right) = 0.435 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 345 \times 0.435 = 151 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Asfalto en el voladizo} = 0.195 \times 0.03 \times 2200 = 13 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Braza} = 0.098 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 13 \times 0.098 = 1 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$\sum M = 702 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a un pié de la guarnición)

$$P = 7257 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.695 - 0.305 = 0.39 \text{ m}$$

$$E = 0.80 X + 1.143 = 0.80 \times 0.39 + 1.143 = 1.455 \text{ m}$$

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.224 \quad (22.4\% \text{ de la carga viva})$$

$$M_{cv+I} = 1.224 \frac{PX}{E} = \frac{1.224 \times 7257 \times 0.39}{1.455} = 2381 \text{ Kg-m/m}$$

Por tanto, el momento total en el voladizo vale:

$$M_{vol.} = 702 + 2381 = 3083 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

## 2. - LOSA ENTRE NERVADURAS

a). - Por carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.03 \times 220 = \frac{66}{498} \text{ Kg/m}^2$$

$$M = \frac{498 \times 2.53^2}{10} = 319 \text{ Kg-m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda en el q. entre nervaduras)

$$E = 0.063S + 1.42 \quad S = 2.53 \text{ m}$$

$$E = 0.063 \times 2.53 + 1.42 = 1.579 \text{ m}$$

$$M = 1.224 \frac{P}{5E} S = \frac{1.224 \times 7257 \times 2.53}{5 \times 1579} = 2846 \text{ Kg-m/m}$$

El valor del momento total entre nervaduras es:

$$M_{\text{nervs}} = 319 + 2846 = 3165 \text{ Kg-m/m}$$

Como  $M_{\text{vol.}} \approx M_{\text{nervs.}}$  se acepta la separación propuesta. -

#### DISEÑO DE LA LOSA

$$d = \alpha \sqrt{M} = 0.262 \sqrt{3165} = 14.74 \text{ cm.}$$

Se adopta:  $d = 15 \text{ cm}$ ;  $r = 3 \text{ cm}$ ;  $h = 18 \text{ cm}$ .

a). - Acero principal de refuerzo. - ( $A_{sp}$ )

$$A_{sp} = \frac{316500}{1800 \times 0.89 \times 15} = 13.17 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ( $A_{sp} = 13.20 \text{ cm}^2$ ) y se doblarán a una distancia

$X = 0.354 \times 2.53 = 0.90 \text{ m}$  a partir del centro del claro entre dos nervaduras y medida sobre el semiperalte.

b). - Acero para distribución. - ( $A_{sd}$ )

$$\% \text{ de } A_{sp} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 5}} = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 2.53}} = 34.71\%$$

$$\text{Entonces } A_{sd} = 0.3471 \times 13.20 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 27 cm.

c). - Acero por temperatura. - ( $A_{st}$ )

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 18 = 2.70 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos da varillas 4C a cada 47 cm, pero para estar acordes con los demás espaciamientos ya calculados, las colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 27 cm en el sentido paralelo al eje del camino

Vars. 4C a cada 30 cm en el sentido perpendicular al eje del camino

d). - Acero adicional (bastones) sobre los diafragmas. - ( $A_{sa}$ )

$$A_{sa} = 50\% \text{ de } A_{sp}$$

$$A_{sa} = 0.50 \times 13.20 = 6.60 \text{ cm}^2$$

P-C-A

Se colocarán varillas 5C a cada 27 cm y serán de una longitud  $L = 0.255 + 0.50 = 0.755 \times$

$0.50 + 0.50 = 1.10 \text{ m}$  a partir del nacimiento de cada diafragma, es decir, que los basto-

nes tendrán una longitud total de  $2 \times 1.15 + 0.20 = 2.50 \text{ m}$ .

DISEÑO DE LAS NERVADURAS POR FLEXION. -

Grado de Rigidez de la Estructura. -

Se investigará si es de aplicarse el criterio de Courbón o de Leonhardt.

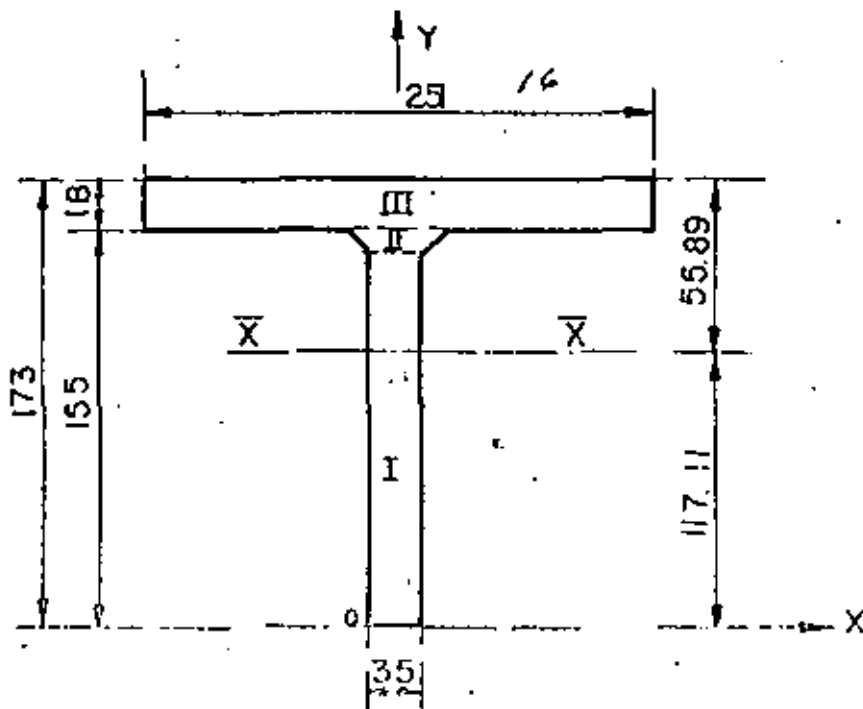
Para esto encontraremos las características geométricas de las secciones de las nervaduras y diafragmas.

Para la nervadura el ancho efectiva del patín será:

$$b = \frac{L}{4} = \frac{3000}{4} = 750 \text{ cm}$$

$$b = \text{c. a. c. de nervaduras} = 288 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 35 = 251 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$





En la zona (II) el centro de gravedad vale:

$$\bar{Y}_{II} = \frac{10}{3} \cdot \left( \frac{2 \times 55 + 35}{55+35} \right) = 5.37 \text{ cm.}$$

$$A_{II} = (55+35) \cdot 0.5 \times 10 = 450 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad de toda la sección es:

$$\bar{X} = 0 \text{ (La sección es simétrica)}$$

$$\bar{Y} = \frac{145 \times 35 \times 72.5 + 450 \times 149.37 + 251 \times 18 \times 164}{5075 + 450 + 4518}$$

$$\bar{Y} = 117.11 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia respecto al eje  $\bar{X}-\bar{X}$  será:

$$I_{xxI} = \frac{35 \times 145^3}{12} + 5075 \times 44.61^2 = 18\,991\,337 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{10^3 (55^2 + 4 \times 55 \times 35 + 35^2)}{36 (55 + 35)} + 450 \times 33.26^2 = 501\,491 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{251 \times 18^3}{12} + 4518 \times 46.89^2 = \frac{10\,055\,587 \text{ cm}^4}{29\,548\,415 \text{ cm}^4}$$

$$I_{xx \text{ tot}} =$$

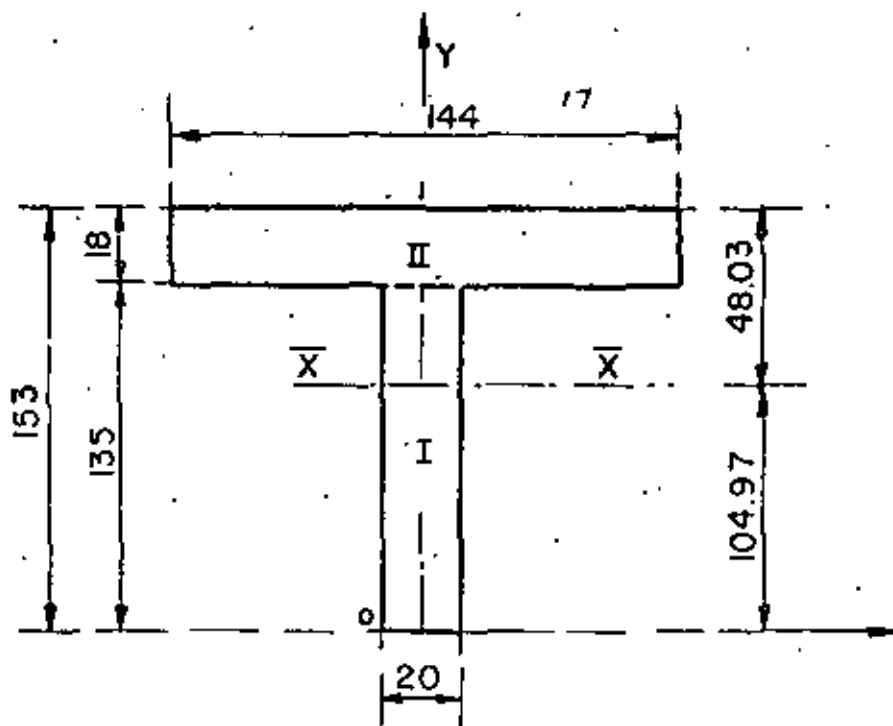
$$J_L = 0.2955 \text{ m}^4$$

Para el diafragma, el ancho efectivo del patín valdrá:

$$b = \frac{L'}{4} = \frac{576}{4} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

$$b = \text{c.a.c. de diafragma} = 600 \text{ cm}$$

$$b = 12t + b' = 12 \times 18 + 20 = 236 \text{ cm}$$



$$\bar{X} = 0$$

$$\bar{Y} = \frac{20 \times 135 \times 67.5 + 144 \times 18 \times 144}{2700 + 2592} = 104.97 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = 104.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el momento de inercia respecto al eje  $\bar{X} - \bar{X}$  será:

$$I_{xxI} = \frac{20 \times 135^3}{12} + 2700 \times 37.47^2 = 7\,891\,427 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{144 \times 18^3}{12} + 2592 \times 39.03^2 = 4\,018\,484 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxtot} = 11\,909\,911 \text{ cm}^4$$

$$J_1 = 0.1191 \text{ m}^4$$

CALCULO DEL VALOR DE "k" .-

$$\text{De la ecuación } k = \frac{1}{2L} \sqrt[4]{\frac{L}{T} \left( \frac{N}{n} \frac{PL}{JT} \right)} \leq 0.30$$

P-C-4

De donde:

$$l = \text{Distancia entre nervaduras extremas} = 5.76 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud del puente} = 30.00 \text{ m}$$

$$N = \text{Número de nervaduras} = 3$$

$$n = \text{Número de diafragmas intermedios} = 4$$

$$I_L = \text{Momento de inercia centroidal de la nervadura} = 0.2955 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \text{Momento de inercia centroidal del diafragma} = 0.1191 \text{ m}^4$$

$$\text{Por lo tanto: } \lambda = \frac{5.76}{2 \times 30.00} \sqrt[4]{\frac{30.00}{5.76} \left( \frac{3 \times 0.2955}{4 \times 0.1191} \right)} = 0.1694$$

Como  $\lambda = 0.1694 < 0.30$ , usaremos el Método de Courbón para investigar los estados críticos de carga para cada una de las nervaduras, de acuerdo con las siguientes hipótesis:

1. - La deformación de los diafragmas, por efectos de excentricidad transversal de las cargas, se verifica según una recta, lo cual implica admitir una rigidez infinitamente grande en dichos diafragmas.

2. - La parte de la carga que toma cada una de las nervaduras es proporcional a su momento de inercia y al asentamiento en la misma nervadura, producido por las cargas aplicadas, teniendo en cuenta la primera hipótesis.

Del folleto "Taboleiros de Pontes como Grelha pelo Método de Engesser-Courbón", página 38, tenemos:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[ 1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

En donde:

$R$  = Carga correspondiente a la nervadura "i"

$i$  = Rango de la nervadura en estudio

$n$  = Número de nervaduras.

$e$  = Excentricidad de la carga viva considerada

$E$  = distancia entre ejes de nervaduras

$p$  = Carga total sobre las nervaduras

De acuerdo con esto, la ecuación anterior se simplifica en:

$$R_i = \frac{P}{3} \left[ 1 + 6 \cdot \frac{2i - 4}{8} \times \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[ 1 + 6 \cdot \frac{2(i - 2)}{8} \cdot \frac{e}{2.88} \right]$$

$$R_i = \frac{P}{3} \left[ 1 + 0.5208 (i - 2) e \right] \dots 1$$

Antes de aplicar la fórmula 1, calcularemos las solicitaciones que afectan a las nervaduras.

#### CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

##### 1. - Losa, Guarnición, Carteles y Nervaduras. -

$$\text{Guarnición} = 0.65 \times 0.15 = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$\text{Guarnición} = 0.135 \times 0.28 = 0.0378 \text{ m}^2$$

$$\text{Voladizo} = 0.17 \times 1.02 = 0.1734 \text{ m}^2$$

$$\text{Losa} = 0.18 \times 2.88 = 0.5184 \text{ m}^2$$

$$\text{Nervaduras} = (0.35 \times 1.55) 1.5 = 0.8138 \text{ m}^2$$

$$\text{Carteles} = (0.10^2 \times 0.5) 3 = 0.0150 \text{ m}^2$$

$$0.5A = 1.6559 \text{ m}^2$$

$$A = 3.3117 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por metro} = 3.3117 \times 1.00 \times 2400 = 7948 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 7948 \times 30.60 = 243\,211 \text{ Kg.}$$

##### 2. - DIAFRAGMAS EXTREMOS. -

$$A = 1.58 \times 2.53 - 0.10^2 \times 0.5 \times 2 = 3.9874 \text{ m}^2$$

$$V = 3.9874 \times 0.20 = 0.7975 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.7975 \times 2400 \times 2 = 3828 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso de dos diafragmas} = 3828 \times 2 = 7656 \text{ Kg.}$$

### 3. - CUATRO DIAFRAGMAS INTERMEDIOS. -

$$A = 1.38 \times 2.53 - 0.010 = 3.4814 \text{ m}^2$$

$$V = 3.4814 \times 0.20 = 0.6963 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de un diafragma} = 0.6963 \times 2400 \times 2 = 3342 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de 4 diafragmas} = 3342 \times 4 = 13369 \text{ Kg.}$$

### 4. - CARPETA ASFALTICA DE 0.03 m DE ESPESOR. -

$$\text{Peso por metro} = 0.03 \times 6.50 \times 2200 = 429 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 429 \times 30.60 = 13127 \text{ Kg.}$$

### 5. - PARAPETO TIPO T-9.1.1, CON REMATES RECTOS. -

$$\text{Peso por metro} = 150 \times 2 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso total} = 300 \times 30.60 = 9180 \text{ Kg.}$$

### 6. - PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA. -

$$P = 243\ 211 + 7656 + 13369 + 13127 + 9180 = 286\ 543 \text{ Kg.}$$

### DETERMINACION DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES.

#### 1. - POR CARGAS PERMANENTES UNIFORMES. -

Parapeto 300 Kg/m

Losa, guarniciones y nevaduras 7948 "

Carpeta asfáltica

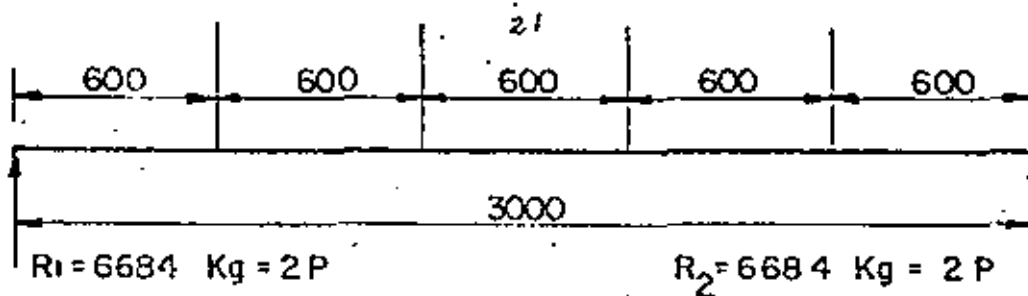
$$\omega_{cm} = \frac{429 \text{ Kg/m}}{8677 \text{ Kg/m}}$$

$$M_l = \frac{8677 \times 30^2}{8} = 976\,163 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - POR CARGAS PERMANENTES CONCENTRADAS. -

(Intervienen los diafragmas intermedios únicamente)

$$P = 3342 \text{ Kg.}$$



$$M = \frac{3}{2} \frac{P L}{5} = \frac{3 \times 3342 \times 30}{5} = 60\,156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total por carga permanente vale:

$$M_{cm} = 1036\,319 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Teniendo en cuenta la segunda hipótesis ya mencionada anteriormente para las cargas permanentes, ya que estas son simétricas, es decir, la excentricidad vale  $e = 0$ , y las nervaduras tienen igual momento de inercia, cada nervadura tomará una tercera parte del momento total por carga permanente, esto es:

$$M_{cm} \text{ por nervadura} = \frac{1036\,319}{3} = 345\,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

P-C-A/11

### 3.- POR CARGA MOVIL.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964; para una carga móvil tipo HS-20, en una faja de circulación se tendrá: (Interpolando)

$$M = 206\,737 \text{ Kg} - \text{m/ faja}$$

$$R = 29\,563 \text{ Kg/ faja}$$

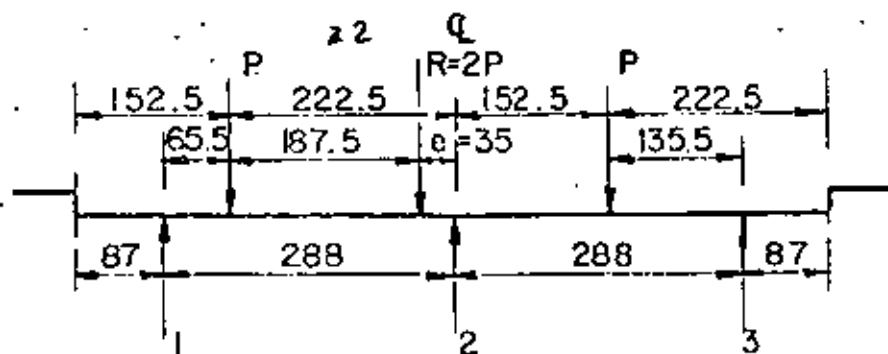
Teniendo en cuenta el impacto ya calculado y las dos fajas de circulación:

$$M_{cv+I} = 1.224 \times 2 \times 206\,737 = 506\,092 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$R_{cv+I} = 1.224 \times 2 \times 29\,563 = 72\,370 \text{ Kg.}$$

### 4.- FACTOR DE CONCENTRACION.- (Coeficientes)

Se hará uso de la ecuación 1 acomodando las cargas de los camiones, según lo indica el artículo 2.7 de las especificaciones AASHO.



De acuerdo con esta posición vemos la excentricidad vale  $e = 0.35$ , por lo tanto, sustiye-

do valores en la ecuación 1 de la hoja 21:

$$R_i = \frac{M}{3} \left[ 1 + 0.5208 (i - 2) - 0.35 \right] = \frac{M}{3} \left[ (1 + 0.1823 (i - 2)) \right]$$

Por otra parte,  $\frac{M}{3} = \frac{506\,092}{3} = 168\,697 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Tabulando

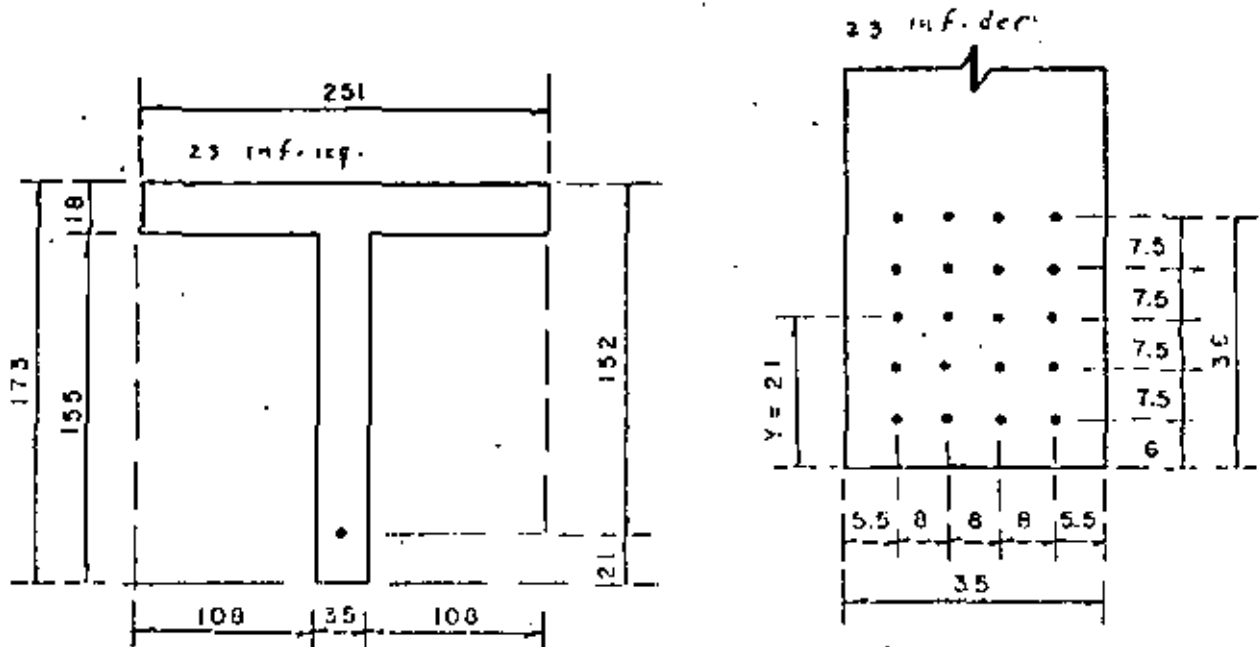
*23 sup*

NERV.	i	i - 2	0.1823 (i - 2)	1 + 0.1823 (i - 2)	R <sub>i</sub>
1	1	-1	-0.1823	+0.8177	137944
2	2	0	0	+1.0000	168691
3	3	+1	+0.1823	+1.1823	199451

Finalmente, ya conocemos el momento máximo total en la nervadura más fatigada y vale:

$$M_{tot} = 345\,440 + 199\,451 = 544\,891 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

### DISEÑO DE LA NERVADURA



P-C-A 16



De acuerdo con las figuras anteriores, proponemos la sección y el acero de refuerzo principal, consistiendo éste en 20 varillas 12C, esto es,  $A_s = 11.40 \times 20 = 228 \text{ cm}^2$

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO. - ( $k_d$ )

Usaremos el "Método Aproximado", es decir, despreciando la compresión en el nervio; de acuerdo con esto se tiene que:

$$k_d = \frac{b t^2 + 2n A_s d}{2b t + 2n A_s}$$

$$b t^2 = 251 \times 18^2 = 81324 \text{ cm}^3$$

$$2n A_s d = 2 \times 9 \times 228 \times 152 = 623808 \text{ cm}^3$$

$$2b t = 2 \times 251 \times 18 = 9036 \text{ cm}^2$$

$$2n A_s = 2 \times 9 \times 228 = 4104 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } k_d = \frac{81324 + 623808}{9036 + 4104} = 53.66 \text{ cm}$$

Como  $53.66 \text{ cm} > 18 \text{ cm}$ , decimos que la viga efectivamente trabaja como viga "T".

CALCULO DEL VALOR "Z". -

$$Z = \frac{t}{3} \left( \frac{3 k_d - 2t}{2 k_d - t} \right)$$

$$Z = \frac{18}{3} \left( \frac{3 \times 53.66 - 2 \times 18}{2 \times 53.66 - 18} \right) = 8.40 \text{ cm.}$$

$$\therefore J_d = d - Z = 152 - 8.40 = 143.60 \text{ cm}$$

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_s = \frac{M}{A_s J_d} = \frac{54\,489\,100}{228 \times 143.60} = 1664 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1664 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

$$f_c = f_s \left[ \frac{k_d}{n(d - k_d)} \right] = 1664 \left[ \frac{53.66}{9(152 - 53.66)} \right] = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

P-C-A

$100 \text{ Kg/cm}^2 \cong 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

$$f_s = f_s \left[ \frac{(d - kd) + (\bar{Y} - r)}{(d - kd)} \right] = 1664 \left[ \frac{9834 + 15}{94.34} \right] = 1917 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_s = 1917 \text{ Kg/cm}^2 < 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

En conclusión, se acepta la sección propuesta.

#### ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LAS NERVADURAS. -

Según las recomendaciones del Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales, de la Secretaría de Obras Públicas, para puentes mayores de 1.40 m el refuerto adicional en cada cara de la nervadura será del 4% del acero principal, es decir:

$$A_s = 0.04 \times 228 = 9.12 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado de la nervadura y este mismo refuerzo será aplicado a las caras de los diafragmas.

#### REVISION POR FUERZA CORTANTE. -

##### 1. - EN LOS APOYOS.

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = \frac{w_{cm}}{3} \frac{L}{2} + \frac{2P}{3}$$

$$V_{cm} = \frac{8677 \times 30.00}{3 \times 2} + \frac{2 \times 3342}{3} = 45613 \text{ Kg}$$

b). - Por carga móvil más impacto. -

De acuerdo con lo obtenido en la hoja núm. 24

$$V_{cv} + I = 29563 \times 1.224 \times 1.182 = 42771 \text{ Kg.}$$

Entonces el cortante total en el apoyo, vale:

$$V_{ap} = 88384 \text{ Kg}$$

Por otra parte, si suponemos que hasta el apoyo llegan 8 varillas 12C, (las 12 restan-

tes se doblarán ), de las 20 que tiene la sección, tendremos:

$$A_s = 8 \times 11.40 = 91.20 \text{ cm}^2$$

$$d = 173 - 9.75 = 163.25 \text{ cm}$$

$$J_d \stackrel{e}{=} d - 0.5t = 163.25 - 9 = 154.25 \text{ cm}$$

También observamos que según el Código ACI - 318 - 63

Artículo 1205, se tiene que para secciones con refuerzo en el alma, el cortante permisible vale:

$$\sqrt{v}_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{El esfuerzo calculado es: } \sqrt{v}_{calc} = \frac{V}{bd}$$

$$\sqrt{v}_{calc} = \frac{88\,384}{35 \times 154.25} = 16.37 \text{ Kg/cm}^2$$

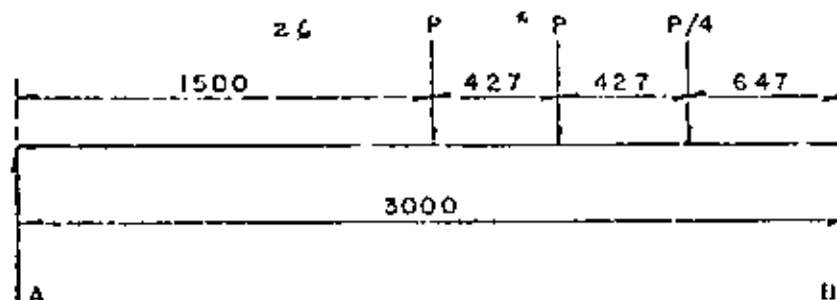
$$16.37 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

## 2. - EN EL CENTRO DEL CLARO

a). - Por carga permanente

$$V_{cm} = 0$$

b). - Por carga móvil: - ( P = 14515 Kg)



$$R_d = \frac{14515 (15.00 + 10.73) + 3629 \times 6.46}{30.0} = 13230 \text{ Kg.}$$

$$\text{Entonces } V_{d, cv + l} = 13230 \times 1.224 \times 1.182 = 19141 \text{ Kg.}$$

$$\text{Por lo tanto: } V_{d, \text{ total}} = 19141 \text{ Kg.}$$

#### REVISION POR ADHERENCIA. -

Del mismo Código ACI, Artículo 1301, se tiene que para varillas del lecho superior el esfuerzo permisible de adherencia vale:

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Por otra parte: } \sum o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 91.20}{3.81} = 95.75 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } \mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\sum o J_d} = \frac{88384}{95.75 \times 154.25} = 5.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.98 \text{ Kg/cm}^2 < 9.54 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

#### DOBLADO DE VARILLAS. -

Al considerar que la variación de los momentos máximas es la de una parábola de 2º grado, las distancias a las cuales pueden doblarse las varillas, a partir del centro del claro, están dados por la siguiente expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} = 15 \sqrt{\frac{A_d}{A_t}}$$

donde:

$A_d$  = Área del acero por doblar

$A_t$  = Área total del acero principal en la sección considerada

$L$  = claro del puente.

De las 20 varillas que se tienen en la sección, se doblarán 12, cortando las 8 restantes -

hasta el apoyo. De acuerdo con esto elaboraremos la siguiente tabla.

2 P

VARILLA DOBLADA	Ad / At	Ad / At	X real (m)	X adoptada (m)
1	0.05	0.224	3.354	3.295
2	0.10	0.316	4.743	4.545
3	0.15	0.387	5.810	5.745
4	0.20	0.447	6.708	6.895
5	0.25	0.500	7.500	7.920
6	0.30	0.548	8.216	8.970
7	0.35	0.592	8.874	9.970
8	0.40	0.633	9.488	10.920
9	0.45	0.671	10.052	11.745
10	0.50	0.707	10.607	12.545
11	0.55	0.742	11.124	13.245
12	0.60	0.775	11.619	13.845

CONSIDERACIONES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA PARA EL REFUERZO EN EL ALMA. -

(Basadas en las especificaciones del Código ACI-318-63, a excepción de la primera consideración)

1. - Se considera que el concreto no toma tensión diagonal.

2. - Toda la tensión diagonal la tomarán las barras dobladas y los estribos verticales.

3. - Los estribos verticales deberán absorber por lo menos la cuarta parte del cortante máximo en los apoyos, en los cuartos extremos de la nervadura.
4. - La distancia de la cara interior de la placa de apoyos a la primera barra doblada, medida sobre la línea a la mitas del peralte total deberá ser  $\leq 0.5 d$
5. - La distancia entre dos barras dobladas, medida horizontalmente a éstas deberá ser  $\leq Jd$
6. - La distancia entre el eje de apoyos y el primer estribo vertical deberá ser  $\leq 0.25 d$
7. - La distancia entre dos estribos verticales deberá ser  $\leq 0.5 d$

#### TENSION DIAGONAL EN VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS. -

a). - La tensión diagonal tomada por una varilla 12C, doblada a 45°, está dada por la siguiente expresión:

$$V_{vd} = \frac{A_s f_s Jd}{S \sin 45^\circ} = \frac{11.40 \times 1800 \times 154.25}{0.70711 S} = \frac{4\,476\,263}{S}$$

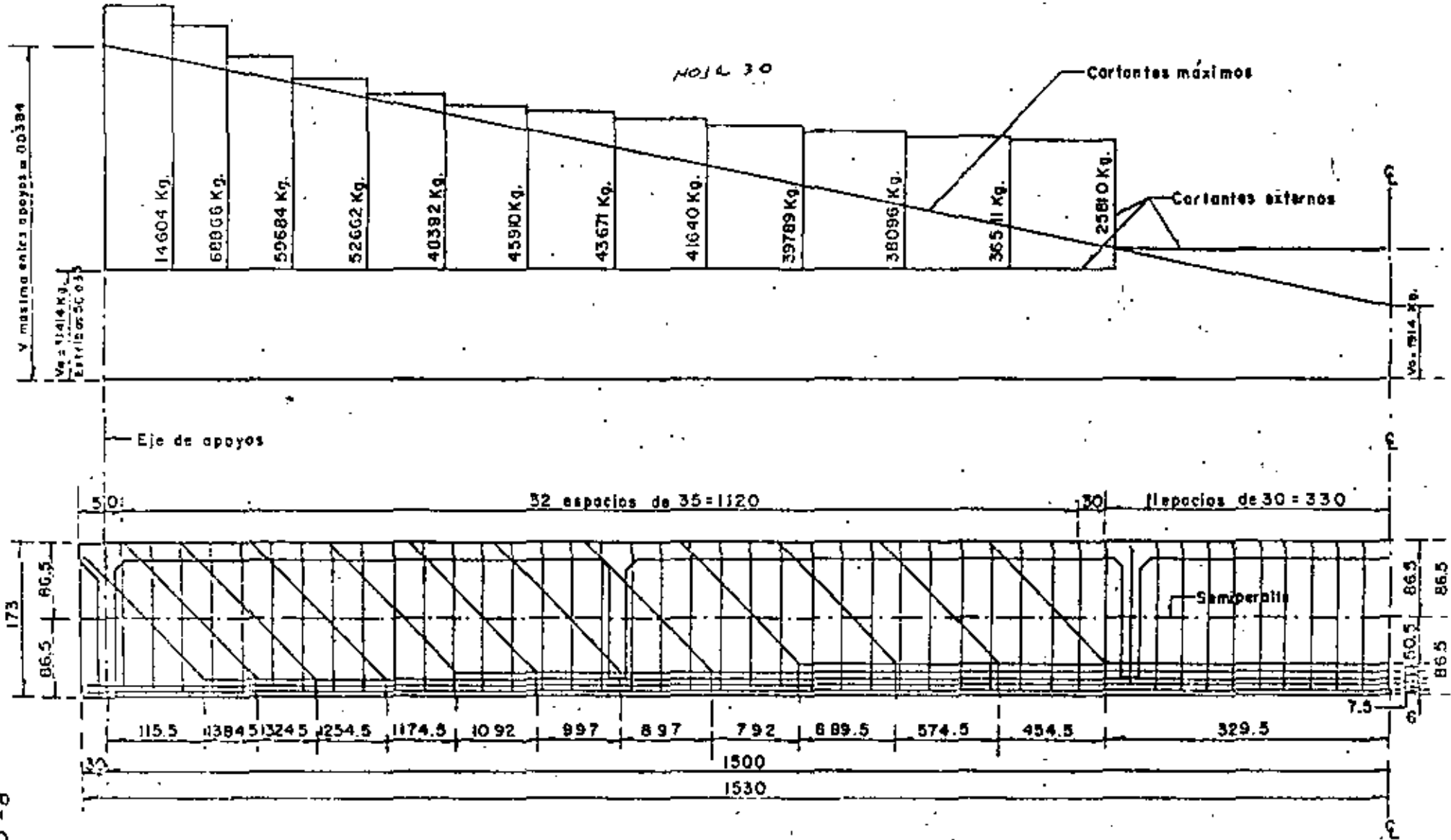
Para S =	60 cm	V <sub>vd</sub> =	74 604 Kg.
	65		68866
	75		59684
	85		52662
	92.5		48392
	97.5		45910
	102.5		43671
	107.5		41640
	112.5		39789
	117.5		38096
	122.5		36541
	125		35810

b). - La tensión diagonal tomada por un estribo vertical 5C, de dos ramas, está dada por la siguiente expresión.

$$V_c = \frac{2 A_s f_s Jd}{S} = \frac{2 \times 1.98 \times 1800 \times 154.25}{S} = \frac{1\,099\,494}{S}$$

Para S =	30 cm,	V <sub>c</sub> =	36650 Kg.
	35		31414

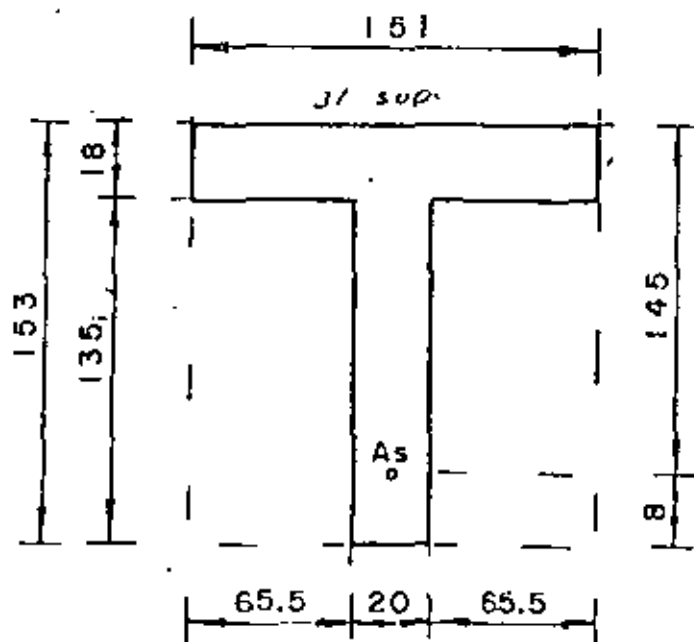
PROPORCIONAMIENTO DE VARILLAS DOBLADAS Y ESTRIBOS



P-C-A  
23

## CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS DIAFRAGMAS. -

Se analizará, por ser más desfavorable, un diafragma intermedio. Estos diafragmas, según M. Courbón, se deben proyectar para soportar su carga correspondiente, considerando la losa del piso apoyada isostáticamente en los diafragmas adyacentes. (Manual du Béton -- Précontrain, de M. V. Weimber, página 125), es decir que la losa está libremente apoyada en los dos diafragmas contiguos que en este caso distan 6.00m centro a centro entre sí. También según AASHO, artículo 1.7.4. -a, se considerará al diafragma como viga en sustentación elástica.



En este caso:

$$\frac{t}{d} = \frac{18}{145} = 0.124$$

Entonces  $J = 0.939$

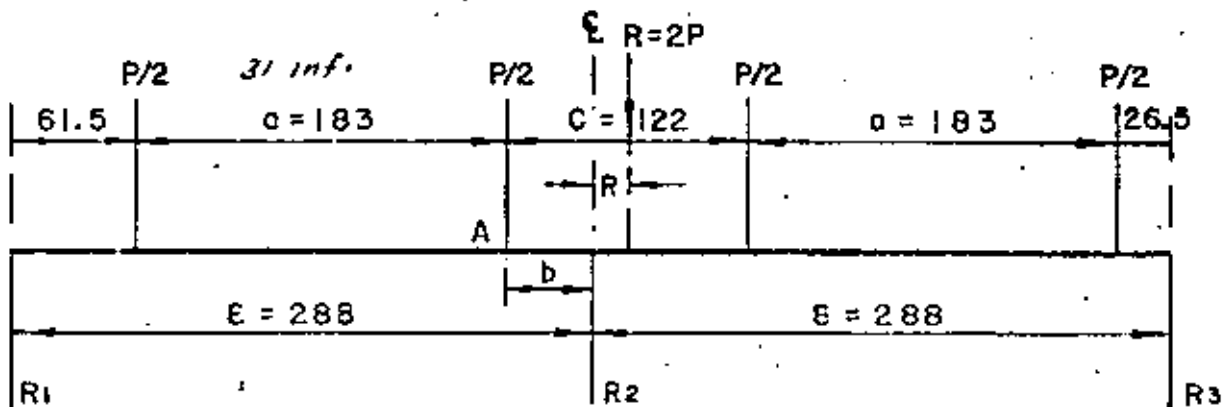
Por tanto  $Jd = 0.939 \times 145$

$Jd = 136.16 \text{ cm.}$



ANÁLISIS POR CARGA VIVA. - (Momentos)

P = 14515 Kg.



Se colocará en el ancho total de la calzada, la carga de un eje en cada carril de tránsito, conservando el ancho de cada eje  $A = 183$  cm, así como la separación mínima libre de una rueda a la guarnición  $0.5 C = 61$  cm, tal como lo especifica AASHO, con el objeto de llegar a obtener la excentricidad máxima, así como se hizo al obtener los coeficientes de concentración.

En el análisis del diafragma como viga continua, ésta deja de ser hiperestática debido a que de antemano se pueden conocer las reacciones, aplicando la fórmula ya conocida.

$$R_i = \frac{R}{n} \left[ 1 + 6 \frac{2i - (n+1)}{n^2 - 1} \frac{e}{E} \right]$$

$$R_1 = \frac{2P}{3} \left[ 1 + 6 \frac{2 \times 1 + (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

$$R_1 = 2P (0.333 - 0.001736 e)$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} \left[ 1 + 6 \frac{2 \times 2 - (3+1)}{3^2 - 1} \cdot \frac{e}{288} \right]$$

25

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0.6667 P$$

Por otra parte, según la figura anterior vemos que:  $b = \frac{C}{2} - e$

Por lo tanto, el momento en "A", vale:

$$M_A = 2P \left( \frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) (\epsilon - b) - 2P \left( \frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2P \left( \frac{1}{3} - \frac{1.5}{3E} e \right) \left( \epsilon - \frac{C}{2} + e \right) - 2P \left( \frac{a}{4} \right)$$

$$M_A = 2P \left( \frac{\epsilon}{3} - \frac{C}{6} - \frac{e}{6} + \frac{1.5C}{6E} e - \frac{1.5}{3E} e^2 - \frac{a}{4} \right) \dots (III)$$

Para obtener el valor máximo de "A" derivamos la ecuación respecto a la excentricidad e igualamos a cero.

$$\frac{dM_A}{de} = 0 = 2P \left( -\frac{1}{6} + \frac{1.5C}{6E} - \frac{2 \times 1.5}{3E} e \right)$$

$$\frac{e}{E} = \frac{1.5C}{6E} - \frac{1}{6}$$

$$e = \frac{1.5C}{6} - \frac{E}{6}$$

$$e = \frac{1.5 \times 122}{6} - \frac{288}{6} = -17.50 \text{ cm.}$$

El signo menor significa que la excentricidad se encuentra a la derecha del centro del claro en la figura considerada.

Entonces el Momento en "A" vale:

$$M_A = 2P \left( \frac{288}{3} - \frac{122}{6} - \frac{17.5}{6} + \frac{1.5 \times 122 \times 17.5}{6 \times 288} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} - \frac{183}{4} \right)$$

$$M_A = 56.64 P = 5664 \times 14515 = 822\,176 \text{ Kg-m}$$

$$M_A = 822\,176 \text{ Kg-m} \quad (\text{Sin tomar en cuenta la concentración longitudinal})$$

Las reacciones en cada nervadura valen pues:

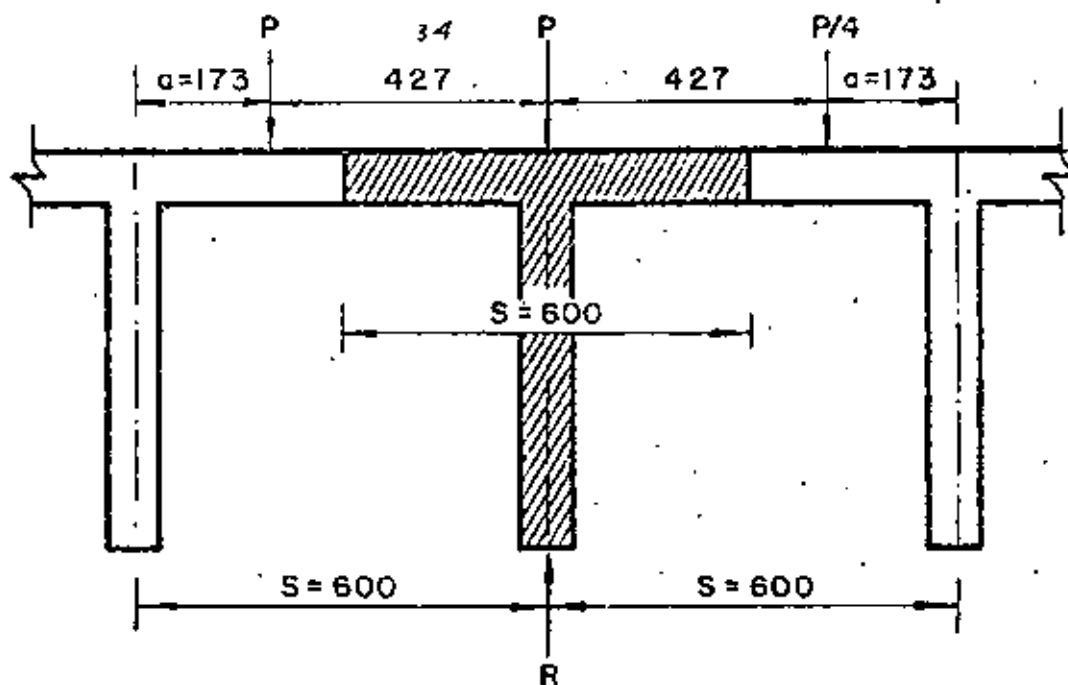
16  
P - C - A

$$R_1 = 2P \left( \frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.6059 P$$

$$R_2 = \frac{2P}{3} = 0.6667 P$$

$$R_3 = 2P \left( \frac{1}{3} + \frac{1.5 \times 17.5}{3 \times 288} \right) = 0.7274 P$$

Para obtener el factor de concentración longitudinal por el Método de Courbón, simplificado, se colocará un solo camión a manera de producir el esfuerzo máximo al diafragma.



El valor de la reacción máxima R vale:

$$R = P + \frac{Pa}{S} + \frac{P}{4} \cdot \frac{a}{S} = P \left( 1 + \frac{a}{S} + \frac{a}{4S} \right) = P \left( 1 + \frac{5a}{4S} \right)$$

$$R = \left( 1 + \frac{5 \times 1.73}{4 \times 6.00} \right) P = 1.360 P$$

ANÁLISIS PARA CARGA VIVA.- (Cortantes)

De acuerdo con la figura de la hoja núm. 23 analizada para los momentos, podemos también utilizarla para cortantes, es decir:

$$R = 2P \left( \frac{1}{3} - \frac{1.5e}{3E} \right)$$

$$\therefore V_{cv+1} = 1.224 \times 2 \times 14515 \left( \frac{1}{3} - \frac{1.5 \times 0.175}{3 \times 2.88} \right) = 10765 \text{ Kg.}$$

$$V_{cv+1} = 10765 \text{ Kg.}$$

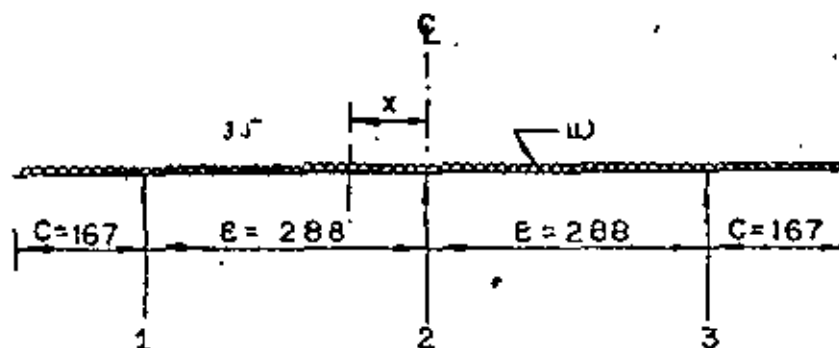
RESUMEN.

$$M_{cv+1} = 8221 \times 1.224 \times 1.3604 = 13689 \text{ Kg - m}$$

$$V_{cv+1} = 10765 \times 1.3604 = 14644 \text{ Kg.}$$

ANÁLISIS POR CARGA MUERTA.- (Momentos)

Admitiendo que las cargas permanentes están repartidas uniformemente ("Le Betón Procontraint", Baretz, página 157) y que se distribuyen por igual en cada uno los apoyos, se tiene:



$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{2C + 2E}{3} w$$

(Sleicher. - Tomo II. - Pág. 1814)

$$M_1 = R_1 (E - x) = (C + E) w l^2$$

$$M_x = R_1 E = R_1 X - \frac{\omega}{2} (C^2 + E^2 + X^2 + 2CE - 2CX - 2EX)$$

$$M_x = R_1 E - \frac{\omega C^2}{2} - \frac{\omega E^2}{2} - \omega CE + (\omega C + \omega E - R_1) X - \frac{\omega X^2}{2}$$

Para obtener el valor máximo de  $M_x$  tendremos:

$$\frac{dM_x}{dx} = \omega C + \omega E - R_1 - X = 0$$

$$\text{Por lo tanto: } X = \frac{\omega C + \omega E - R_1}{\omega} = C + E - \frac{R_1}{\omega}$$

$$X = C + E - \frac{2C + 2E}{3} = \frac{3C + 3E - 2C - 2E}{3} = \frac{C + E}{3}$$

$$X = \frac{167 + 298}{3} = 151.67 \text{ cm}$$

Por otra parte:  $\omega = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}^2$ . (Se considera solamente el peso propio de la losa).

$$\text{Entonces } R_1 = 432 \left( \frac{2 \times 1.67 + 2 \times 2.88}{3} \right) = 1138 \text{ Kg/m}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 1138 (2.88 - 1.5167) - 432 \frac{(1.67 + 2.88 - 1.5167)^2}{2}$$

$$M_{m\acute{a}x.} = -436 \text{ Kg-m/m}$$

La zona de influencia de la carga muerta en un diafragma intermedio puede considerarse muy conservadoramente, como lo muestra el esquema de la hoja 36 en la parte sombreada.

Por lo tanto:

$$M_{cm} \text{ m\acute{a}x.} = -436 \times 6.00 = -2616 \text{ Kg-m}$$

$$V_{cm} = 1138 \times 6.00 = 6828 \text{ Kg.}$$

### RESUMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES.-

$$M_{tot} = M_{cv} + I + M_{cm} = 13689 + 2616 = 11073 \text{ Kg-m}$$

$$V_{tot} = V_{cv} + I + V_{cm} = 14644 + 6828 = 21472 \text{ Kg.}$$

### DISEÑO DE DIAFRAGMA.- (Véase figura de la hoja 23)

Considerando  $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$  (dos varillas 6C)

$$k_d = \frac{151 \times 18^2 + 2 \times 9 \times 5.70 \times 145}{2 \times 151 \times 18 + 2 \times 9 \times 5.70} = 11.52 \text{ cm}$$

$k_d = 11.52 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$ , por tanto vemos que la sección en estudio se comporta como viga rectangular por lo que podemos calcular directamente el acero de refuerzo principal con los datos ya obtenidos, es decir:

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1107300}{1800 \times 0.89 \times 145} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Se colocarán dos varillos 6C ( $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ ) en la parte inferior de cada diafragma.

### REVISION POR CORTANTE.- (Código ACI-318-63)

$$v_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{calc.} = \frac{V}{bd} = \frac{21472}{20 \times 145} = 7.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $7.40 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$  la sección no falla por esfuerzo cortante.

### REVISION POR ADHERENCIA.-

$$\text{Para varillas del lecho superior: } \mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{calc.} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 5.70}{1.91} = 11.94 \text{ cm}$$

$$\therefore \mu_{calc.} = \frac{V}{\mu_{perm} J d} = \frac{21472}{11.94 \times 0.89 \times 145} = 13.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $13.94 \text{ Kg/cm}^2 < 19.04 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por adherencia.

#### ESTRIBOS EN LOS DIAFRAGMAS.-

Utilizando estribos verticales 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 a_s f_s J_d}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1800 \times 0.89 \times 145}{21472} = 27.48 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 27 cm.

#### REFUERZO ADICIONAL EN LAS CARAS DE LOS DIAFRAGMAS.-

Se colocarán 5 varillas 5C a cada lado del diafragma.

NOTA.- Los diafragmas extremos llevarán el mismo refuerzo obtenido para los diafragmas intermedios.

## CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

(1). - APOYOS MOVILES. -

CARGAS Y REACCIONES. -

a). - Por carga permanente. -

Peso total de la superestructura:

$$W_{cm} = 286\,543 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción} = 143\,272 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = 47\,757 \text{ Kg.}$$

b). - Por carga móvil. -

Reacción producida por un camión tipo HS-20. -

$$R = 29\,563 \times 2 = 59\,126 \text{ Kg.}$$

$$\text{Reacción por nervadura} = \frac{59\,126 \times 1.224 \times 1.182}{3} = 28\,514 \text{ Kg}$$

c). - Fuerza total que gravita en cada nervadura. -

$$F_{cm} = 47\,757 \text{ Kg}$$

$$F_{cm+1} = \underline{28\,514 \text{ Kg}}$$

$$F_{\text{total}} = 76\,271 \text{ Kg.}$$

d). - Alargamiento en la superestructura. -

El producido por esfuerzo permisible vale:

$$\Delta s = \frac{f_s L}{E} = \frac{1800 \times 3000}{2\,100\,000} = 2.571 \text{ cm.}$$

Y el producido por temperatura es:

$$\Delta t = 0.000011 \times 15\% \times 3000 = 0.495 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el alargamiento total vale:



$$\Delta_{\text{tot}} = 3.066 \text{ cm.}$$

e). - Espesor del Neopreno. -

Suponemos tres placas de neopreno de  $39 \times 35 \times 1.27$ , separadas por dos láminas de acero de  $39 \times 35 \times 0.16$  cm.

f). - Esfuerzos permisibles. -

$$\text{Por carga muerta: } f_{cm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por carga muerta y viva: } f_{cm} + c_v + 1 = 56. \text{ Kg/cm}^2$$

g). - Comprobación de esfuerzos. -

$$f_1 = \frac{47\,757}{39 \times 35} = 34.99 \text{ Kg/cm}^2 < 35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

$$f_2 = \frac{76\,271}{39 \times 35} = 55.88 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bién}$$

h). - Factor de forma. -

$$Ff = \frac{35 \times 39}{3 \times (35+39) \cdot 1.27} = 4.84 \quad \left[ Ff = \frac{A \times L}{N^{\circ} \text{ nervs. } (A+L) \text{ esp. } \cdot l} \right]$$

De acuerdo con la tabla para Dureza Shore 60, este valor (deformación) es menor del 15% especificado.

i). - Fuerza horizontal por la deformación de 3.066 cm. -

$$F_H = \frac{E_v \cdot A \cdot \Delta}{T} =$$

Donde  $E_v$  = Módulo de deformación de las placas de neopreno de dureza Shore 60 =  $7.73 \text{ Kg/cm}^2$ .

$A$  = Área de la placa de neopreno

$\Delta$  = Alargamiento total.

$T$  = Altura total de las tres placas de neopreno, sin contar las láminas de acero intermedias.

$$F_H = \frac{7.73 \times 1365 \times 3.066}{3.81} = 8491 \text{ Kg.}$$

Y en los tres apoyos:  $3F_H = 3 \times 8491 = 25473 \text{ Kg.}$

J). - Deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo. -

$$\Delta r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 \cdot A \cdot E_v} = \frac{47757 \times 3.81 \times 1.9}{5 \times 1361 \times 7.73} = 6.57 \text{ cm}$$

$6.57 \text{ cm} > 3.066 \text{ cm} \therefore$  bien

II). - APOYOS FIJOS.

Se propone una placa de recubrimiento, dureza Shore-60, de  $39 \times 35 \times 1.27 \text{ cm}$  y comprobaremos que ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales que en este caso son frenaje y fricción.

Frenaje =  $0.05 (P + \omega L) \times 2$  (AASHO. - Artículo 213)

$F_r = 0.05 (8165 + 952 \times 30) \times 2 = 3673 \text{ Kg.}$

Fricción en apoyos móviles = 54% de  $3 F_H$

$F_R = 0.54 \times 25473 = 13755 \text{ Kg}$

$\therefore F_R + F_r = 17428 \text{ Kg.}$

Por fricción el apoyo fijo puede soportar:

Con CM:  $F_h = 0.40 \times 47757 = 19103 \text{ Kg.}$

Con CM + CV + I:  $F_h = 0.40 \times 76271 = 30508 \text{ Kg.}$

Cada una de éstas fuerzas es mayor que  $17428 \text{ Kg.}$  por lo tanto decimos que se cumple la condición.

CUBICACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA. -

1. - Concreto de  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

De las hojas núms. 19 y 20 se tiene:

$$V = \frac{243\,211 + 7656 + 13359}{2400} = 110.10 \text{ m}^3$$

2.- Concreto Asfáltico.-

$$V = \frac{13127}{2200} = 5.97 \text{ m}^3$$

3.- Drenes de tubo de 10  $\varnothing$

20 piezas.

4.- Neopreno, Dureza Shore 70, en apoyos.

$$V = 3.90 \times 3.50 \times 0.127 \times 12 = 20.80 \text{ dm}^3$$

5.- Acero estructural en apoyos.-

$$= 3.90 \times 3.50 \times 0.016 \times 6 \times 7.85 = 10.29 \text{ Kg.}$$

6.- Compribond en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$A = 7.80 \times 0.07 \times 2 = 1.09 \text{ m}^2$$

7.- Acero estructural en juntas de dilatación.- (Las dos juntas)

$$W = 1.50 \times 0.095 \times 78.00 \times 4 \times 7.85 = 349.02$$

CUBICACIONES DEL PARAPETO.- (L = 55.28 m)

a).- Cuatro pilastras tipo I.-

$$\text{Acero} = 31 \times 4 = 124 \text{ Kg}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}^3$$

b).- Once pilastras tipo II.-

$$\text{Acero} = 11 \times 11 = 121 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 11 = 0.44 \text{ m}^3$$

c).- 55.28 m de viga.-

$$\text{Acero} = 5 \times 55.28 = 276.4 \text{ Kg.}$$

$$\text{Concreto} = 0.04 \times 55.28 = 2.21 \text{ m}^3$$

37

P-C-A

Total de acero = 521 Kg.

Total de concreto = 3.45 m<sup>3</sup>.

## CABALLETES NÚMS. 1 Y 2.

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con cubierta apoyado sobre dos mchonas y ésas a su vez desplazadas sobre una zapata.

Las características del mencionado caballete, así como sus dimensiones propuestas pueden verse en las hojas núms. 49, 50 y 51.

## DATOS PARA EL PROYECTO.-

Caballete núm. 1, est. 3 + 601.00

Caballete núm. 2, est. 3 + 631.00

Elevación de la rosca = 66.43 m

Elevación de la corona = 56.43 m

Elevación del descante = 60.20 m.

## CONSIDERACIONES.-

- 1.- El peso volumétrico de la tierra se considerará de:  $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$
- 2.- Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine con sobrecarga, es decir,  
 $E = 0.5 K_0 h (h + 2s)$
- 3.- El factor  $K_0$  tendrá un valor de  $0.268 \gamma^2$ , que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5: 1, pero este valor no será menor de  $480 \text{ Kg/m}^3$ , según las recomendaciones AASHO.
- 4.- La sobrecarga por carga viva se considerará de 1.20 m según recomendaciones del Manual de Puentes de la S.O.P.

## CONSTANTES DE CÁLCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.-

$f_c = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho = 0.30$

11  
^)  
P-1-1-1

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

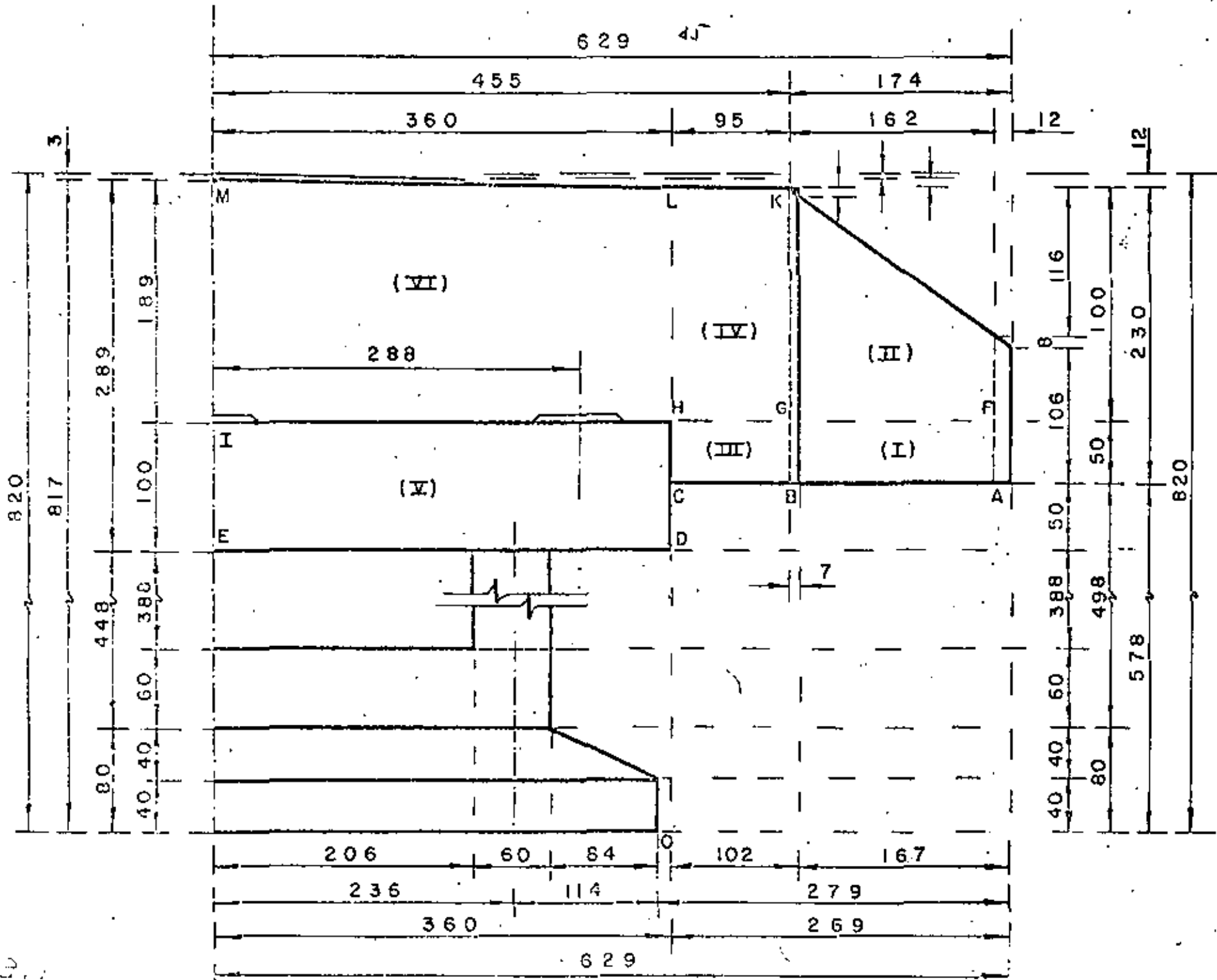
$$n = 9$$

$$J = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

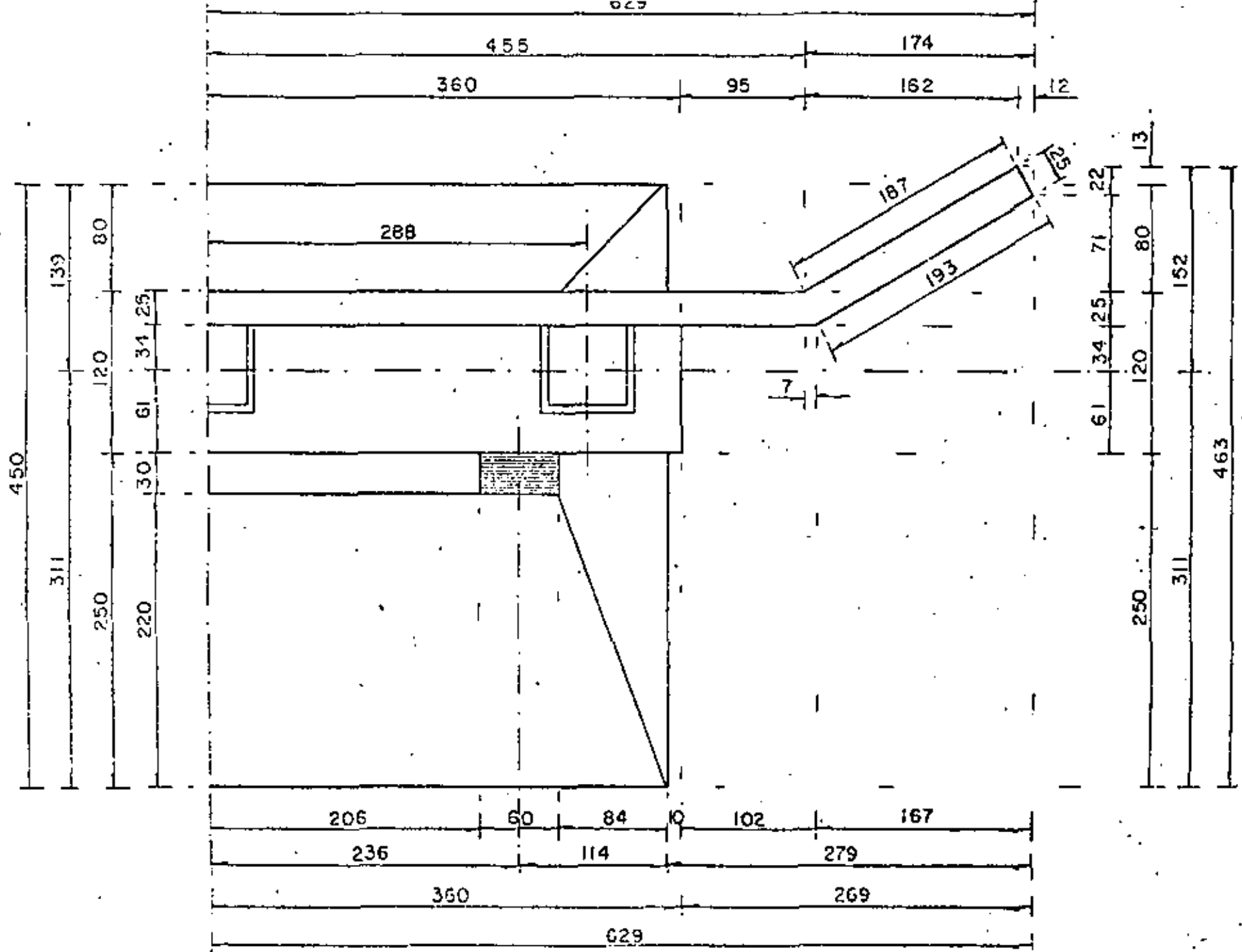
$$\alpha = 0.270$$

38



5

54

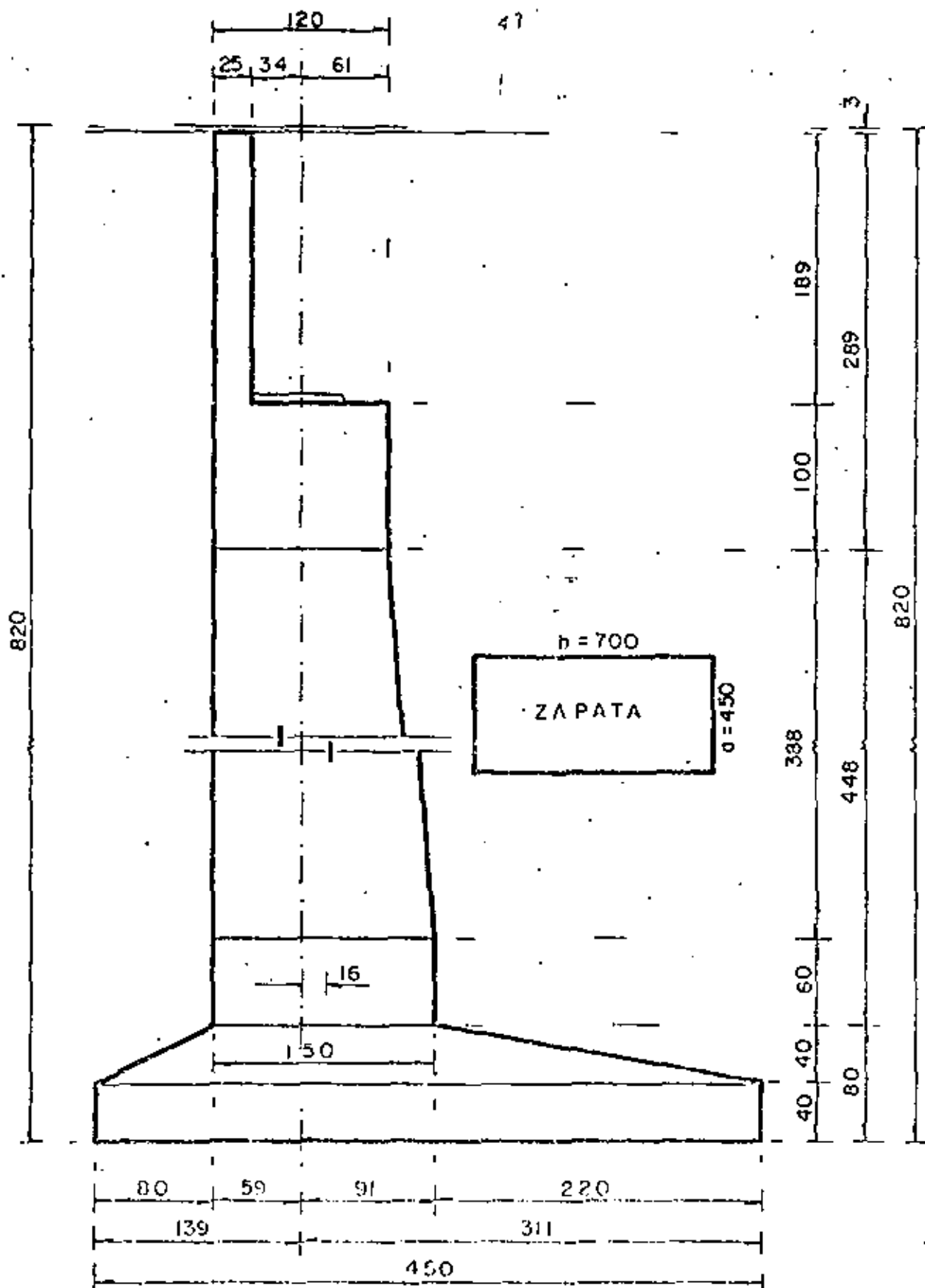


MEDIA PLANTA

P-2-6

410





CORTE

## DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS

### EMPUJE DE TIERRAS. -

$$K_0 = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/m}^3 < 480 \text{ Kg/m}^3$$

Se adopta:  $K_0 = 480 \text{ Kg/m}^3$

De acuerdo con la figura de la hoja n.º 45, tendremos:

$$P_a = 480 (1.14 + 0.00) = 547 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_b = 480 (2.30 + 1.20) = 1680 \text{ "}$$

$$P_c = 480 (2.32 + 1.20) = 1690 \text{ "}$$

$$P_d = 480 (2.82 + 1.20) = 1930 \text{ "}$$

$$P_e = 480 (2.89 + 1.20) = 1963 \text{ "}$$

$$P_f = 480 (0.64 + 0.00) = 307 \text{ "}$$

$$P_g = 480 (1.80 + 1.20) = 1440 \text{ "}$$

$$P_h = 480 (1.82 + 1.20) = 1450 \text{ "}$$

$$P_i = 480 (1.89 + 1.20) = 1483 \text{ "}$$

$$P_j = 480 (0.00 + 0.00) = 0 \text{ "}$$

$$P_k = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_l = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

$$P_m = 480 (0.00 + 1.20) = 576 \text{ "}$$

### 1.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE D C H L .-

#### ZONA (1).-

$$\omega_{cf} = (547 + 307) 0.5 \times 0.50 = 214 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = \frac{780}{994} \text{ Kg/m}$$

$$E_I = 994 \times 0.5 \times 1.87 = 929 \text{ Kg}$$

$$E_{Ix} = 929 \text{ Sen } 30^\circ = 465 \text{ "}$$

$$E_{Iy} = 929 \text{ Cos } 30^\circ = 805 \text{ "}$$

$$\text{Brazo}_{Ix} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Sen } 30^\circ = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Brazo}_{Iy} = 1.87 \times 0.50 \times \text{Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.76 \text{ m}$$

$$M_{Ix} = 465 \times 0.47 = 217 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Iy} = 805 \times 1.76 = 1417 \text{ Kg-m}$$

ZONA (II). -

$$\omega_{fj} = (307 + 000) \times 0.5 \times 0.64 = 98 \text{ Kg/m}$$

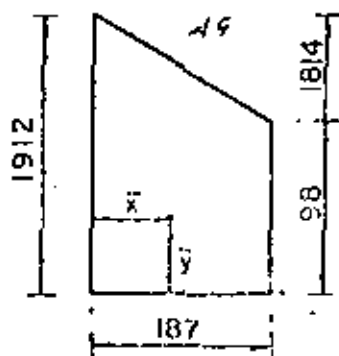
$$\omega_{gk} = (1410 + 576) \times 0.5 \times 1.80 = \frac{1814}{1912} \text{ Kg/m.}$$

$$E_{II} = 1912 \times 0.5 \times 1.87 = 1778 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 1778 \text{ Sen } 30^\circ = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1778 \text{ Cos } 30^\circ = 1548 \text{ "}$$

Los brazos para ésta zona son:



$$\bar{x} = \left( \frac{1.87}{3} \frac{1912 + 2 \times 98}{1912 + 98} \right) = 0.65 \text{ m}$$

$$\therefore B_{IIx} = 0.65 \text{ Sen } 30^\circ = 0.33 \text{ m}$$

$$B_{IIy} = 0.65 \text{ Cos } 30^\circ + 0.95 = 1.52 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{IIx} = 894 \times 0.33 = 295 \text{ Kg-m}$$

$$M_{IIy} = 1548 \times 1.52 = 2347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (III).-

$$\omega_{bg} = (1680 + 1440) 0.5 \times 0.50 = 780 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ch} = (1690 + 1450) 0.5 \times 0.50 = \frac{785}{1565} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IIIy} = 1565 \times 0.5 \times 0.95 = 743 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IIIy} = 743 \times 0.475 = 353 \text{ Kg/m}$$

ZONA (IV).-

$$\omega_{gk} = (1440 + 576) 0.5 \times 1.80 = 1814 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = \frac{1844}{3658} \text{ Kg/m}$$

$$E_{IVy} = 3658 \times 0.5 \times 0.95 = 1738 \text{ Kg.}$$

$$B_{IVy} = 0.95 \times 0.5 = 0.475 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.475 = 826 \text{ Kg - m}$$

2.- MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGHT .-

ZONA (II).-

$$E_{II} = 1788 \text{ Kg.}$$

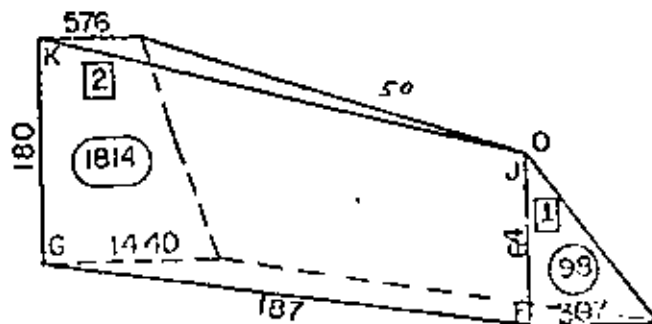
$$E_{IIx} = 894 \text{ "}$$

$$E_{IIy} = 1548 \text{ "}$$

$$Y_1 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

$$M_I = 98 \times 0.213 = 21 \text{ Kg.}$$



H. H.  
P-C-A

$$M_2 = 1814 \times 0.771 = \frac{1399 \text{ Kg}}{1420 \text{ Kg}}$$

$$\therefore \bar{Y}_{II} = \frac{1420}{98 + 1314} = 0.743 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IIy} = 1548 \times 0.743 = 1150 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV). -

$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.77 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.80}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} \approx 0.775 \text{ m}$$

$$M_{IVy} = 1738 \times 0.775 = 1347 \text{ Kg-m}$$

ZONA (VI). -

$$\omega_{hl} = (1450 + 576) 0.5 \times 1.82 = 1844 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{IM} = \frac{(1483 + 576) 0.5 \times 1.89}{3790} = 1946 \text{ Kg/m}$$

$$E_{VIy} = 3790 \times 0.5 \times 3.60 = 6822 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.82}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1450}{576 + 1450} \right) = 0.78 \text{ m}$$

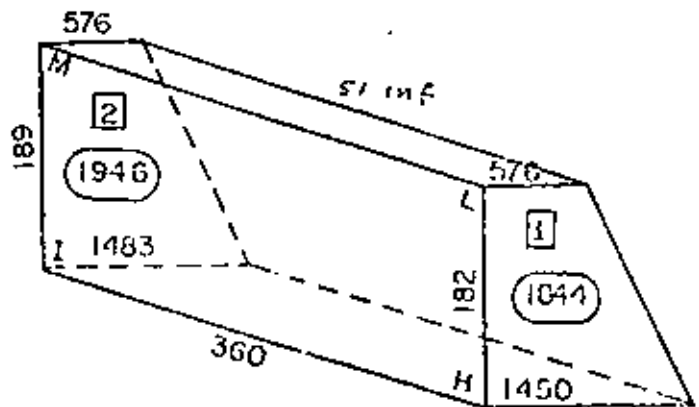
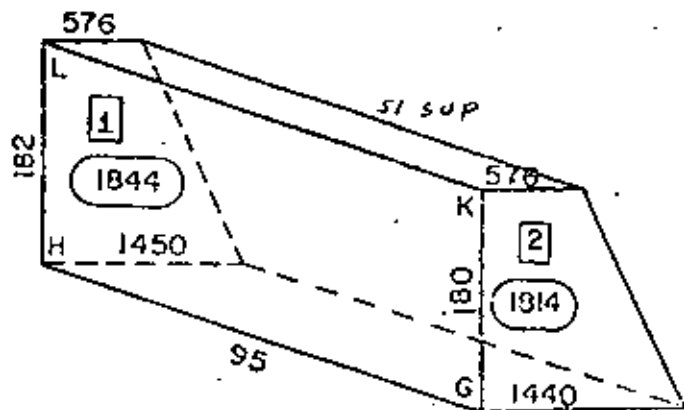
$$Y_2 = \frac{1.89}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1483}{576 + 1483} \right) = 0.81 \text{ m}$$

$$M_1 = 1844 \times 0.78 = 1437 \text{ Kg}$$

$$M_2 = \frac{1946 \times 0.81}{3042} = 1569 \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{3042}{1844 + 1946} = 0.80 \text{ m}$$

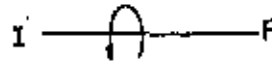
$$M_{VIy} = 6822 \times 0.80 = 5476 \text{ Kg-m.}$$



## 3.- RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRAS.-



sz sup

a). - RESPECTO AL EJE D C H L

(b = 232 cm; d = 19 cm)

sz med.

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	My (Kg - m)
I	929	465	805	217	1417
II	1788	894	1548	295	2347
III	743	0	743	0	353
IV	1739	0	1738	0	826
	5198	1359	4834	512	4943

b). - RESPECTO AL EJE  $\overline{FGHT}$  .- (b = 455 ; d = 19 cm)

52 inf

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg-m)	My (Kg-m)
II	1788	0	1548	0	1150
IV	1738	0	1738	0	1347
VI	6822	0	6822	0	5476
	10348	0	10108	0	7973

4. - PERALTE NECESARIO. -

Caso A). -  $\leq M = 494\ 300$  Kg - cm ; b = 232 cm

$$d = \sqrt{\frac{494\ 300}{13.69 \times 232}} = 12.48 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Caso B). -  $\leq M = 797\ 300$  Kg - cm ; b = 455 cm.

$$d = \sqrt{\frac{797\ 300}{13.69 \times 455}} = 11.31 \text{ cm} < 19.00 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 19 cm ; r = 5 cm ; h = 25 cm.

5. - REFUERZO HORIZONTAL EN DIAFRAGMAS Y ALEROS. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje  $\overline{DCHL}$

a). - ZONAS I y III. -

$$\leq M = 1417 + 353 = 1770 \text{ Kg - m} = 177000 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{177\ 000}{2000 \times 0.90 \times 19} = 5.18 \text{ cm}^2 / 0.50 \text{ m} = 10.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocarán 4 varillas 4C en las zonas I y III.

b). - ZONAS II y IV. -

$$\leq M = 2347 + 826 = 3173 \text{ Kg - m} = 317\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 182 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{317\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 9.28 \text{ cm}^2/1.82 \text{ m} = 5.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado por recomendaciones de la S.O.P. para aleros y diafragmas de caballetes es de  $6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ , es decir, varillas 4C a cada 20 cm.

$$A_s = \frac{0.667 \times 9.28}{0.91} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm en la mitad inferior de la altura del alero de las zonas II y IV.

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 9.28}{0.91} = 3.40 \text{ cm}^2 < 6.00^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm. en la mitad superior de la altura del alero de las zonas II y IV.

Ambos refuerzos se prolongarán de lado a lado de los aleros, es decir, pasando por el diafragma.

#### 6. - REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje  $\overline{FGHI}$

ZONAS II, IV, y VI. -

$$\leq M = 7973 \text{ Kg - m} = 797\,300 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 617 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{797\,300}{2000 \times 0.90 \times 19} = 23.31 \text{ cm}^2/6.17 \text{ m} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

W.C.  
P-C-A



En el tercio central:

$$A_{s_1} = \frac{0.20 \times 23.31}{2.057} = 2.27 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

En los tercios extremos:

$$A_{s_2} = \frac{0.80 \times 23.31}{4.113} = 4.53 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

## 7. - REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

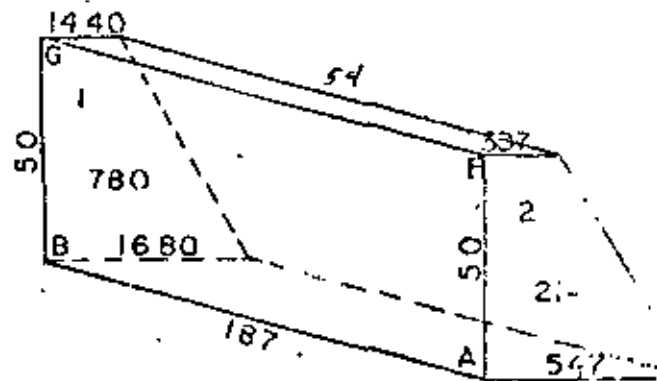
a). - Mom. torsionante respecto al empuje de tierras. - (Eje  $\overline{DCHL}$ )

ZONA 1. -

$$E_{fy} = 805 \text{ Kg.}$$

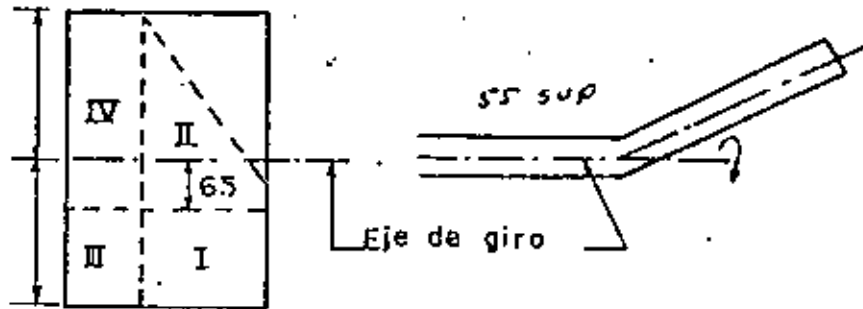
$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 547 + 307}{547 + 307} \right) = 0.27 \text{ m}$$



$\therefore \bar{Y} \approx 0.265 \text{ m}$  (Abajo de la corona)

NOTA. - Sin error apreciable suponemos que el alero es rectangular, de altura  $h = 2.30 \text{ m}$ , siendo el centro de gravedad  $C.G = 1.15 \text{ m}$ , por donde pasará el eje de giro según las figuras siguientes.



El brazo para la zona I vale:

$$B_1 = 0.265 + 0.650 = 0.915 \text{ m} \quad (\text{Abajo de la corona})$$

$$\text{Entonces } M_{1y} = 805 \times 0.915 = 733 \text{ Kg} - \text{m}$$

ZONA II. -

$$E_{1iy} = 1548 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.80}{3} \left( \frac{2 \times 576 + 1440}{576 + 1440} \right) = 0.771 \text{ m}$$

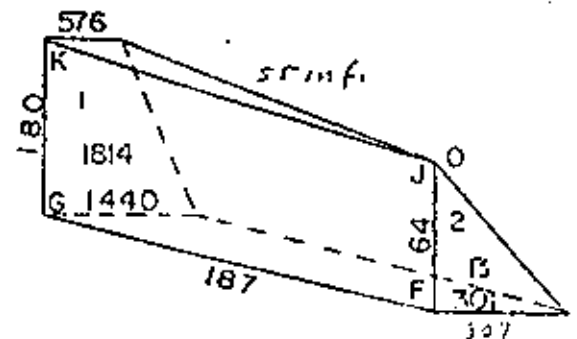
$$Y_2 = \frac{0.64}{3} = 0.213 \text{ m}$$

$$M_1 = 1814 \times 0.771 = 1399 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 98 \times 0.213 = \frac{21}{1420} \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{1420}{1814 + 98} = 0.743 \text{ m} \quad (\text{Arriba del eje de giro})$$

El brazo para la zona II vale:



$$B_{II} = 0.743 - 0.650 = 0.093 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIy} = 1548 \times 0.093 = 144 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA III.-

$$E_{IIIy} = 743 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1690 + 1450}{1690 + 1450} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left( \frac{2 \times 1680 + 1440}{1680 + 1440} \right) = 0.256 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.256 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

El brazo para la zona III, vale:

$$B_{III} = 0.256 + 0.650 = 0.906 \text{ m (Abajo de la corona)}$$

$$\text{Entonces } M_{IIIy} = 743 \times 0.906 = 673 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA IV.-

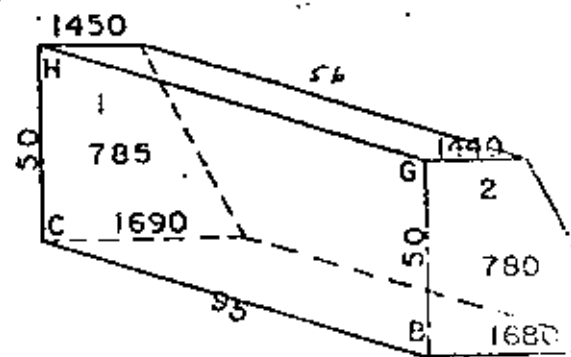
$$E_{IVy} = 1738 \text{ Kg.}$$

El brazo para la zona IV, vale:

$$B_{IV} = 0.780 - 0.650 = 0.130 \text{ m (Arriba de la corona)}$$

$$\text{Entonces: } M_{IVy} = 1738 \times 0.130 = 226 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DEL INCISO "a" .-



CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Ely	805	- 0.910	- 733
Elly	1548	+ 0.093	+ 144
Ellyy	743	- 0.905	- 673
EIVy	1736	+ 0.130	+ 226
	4834		-1036

La posición horizontal de la fuerza debida al empuje de tierras en todo el alero es:

$$Y = - \frac{1036}{4834} = - 0.214 \text{ m} \quad (\text{Abajo del eje de giro})$$

b). - MOMENTO TORSIONANTE DEBIDO AL PESO PROPIO DEL ALERO. -

Se tomarán los giros que se produzcan a través de un eje que pasa por el centro y a todo lo largo del diafragma y por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

ZONA I. -

$$PP_I = (1.87 + 1.93) 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 570 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo} = 0.475 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 570 \times 0.475 = 271 \text{ Kg-m}$$

ZONA II. -

$$PP_{II} = (1.80 + 0.60) 0.5 \times 0.25 \times 1.90 \times 2400 = 1368 \text{ Kg.}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.90}{3} \left( \frac{1.80 + 2 \times 0.60}{1.80 + 0.60} \right) = 0.792 \text{ m}$$

$$\text{Brazo} = 0.395 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1368 \times 0.395 = 540 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA III .-

$$PP_{III} = (0.95 + 1.02) \times 0.5 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 296 \text{ Kg.}$$

$$\text{Braço} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

ZONA IV .-

$$PP_{IV} = (0.95 + 1.02) \times 0.5 \times 0.25 \times 1.81 \times 2400 = 1070 \text{ Kg}$$

$$\text{Braço} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 0 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DEL INCISO "b" .-

58

CONCEPTO	FUERZA(Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)		
PPI	570	0.475	271		
PPII	1368	0.395	540		
PPIII	296	0	0		
PPIV	1070	0	0		
	3304		811		

El brazo al eje de apoyos vale:

$$X = \frac{811}{3304} + 0.125 + 0.340 = 0.710 \text{ m}$$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos y por lo tanto, para

obtener el momento torsionante total, se sumarán ambos, es decir:

$$M_{tot.} = 1036 + 811 = 1847 \text{ Kg-m}$$

c). - MOMENTOS POR FLEXION VERTICAL DEBIDO AL PESO PROPIO. -

En este caso también tomaremos gráficamente los giros que se produzcan sobre el eje DCHL.

54

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PPI	570	1.810	1032
PPII	1368	1.675	2291
PPIII	296	0.493	146
PPIV	1070	0.493	527
	3304		3996

$$\bar{X} = \frac{3996}{3304} = 1.028 \text{ m del eje DCHL}$$

PERALTE NECESARIO. - (d = 224 cm)

$$d = \sqrt{\frac{399600}{13.69 \times 25}} = 34.17 \text{ cm} < 224 \text{ cm}$$

Se adopta: d = 224 ; r = 6 cm; h = 230 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{399600}{2000 \times 0.90 \times 224} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 2 varillas 4C en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

Según el "Reinforced Concrete". - de Dunham, se tiene:

$$\sqrt{v}_{tors.} = K \frac{M_{tor}}{b^2 h} \quad \text{donde} \quad K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{5}}$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{230}{25}} = 3.628$$

$$\text{Entonces: } \sqrt{v}_{tors.} = \frac{3.628 \times 184700}{25^2 \times 230} = 4.72 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{fv} = \frac{V}{bd} = \frac{3304}{25 \times 224} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{m\acute{a}x} = \sqrt{v}_{tors.} + \sqrt{v}_{fv} = 4.72 + 0.59 = 5.31 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\sqrt{v}_{et} = \frac{V_{et}}{bd} = \frac{4834}{25 \times 224} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$$

FINALMENTE, TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$\sqrt{v}_{td} = \sqrt{\sqrt{v}_{m\acute{a}x}^2 + \sqrt{v}_{et}^2} = \sqrt{5.31^2 + 0.86^2} = 5.38 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del Reglamento Australiano, para la tensión diagonal vale:

$$\sqrt{v}_{perm} = 0.08 f'c + 5.60 = 0.08 \times 250 + 5.60 = 25.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $5.38 \text{ Kg/cm}^2 < 25.5 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por tensión diagonal.

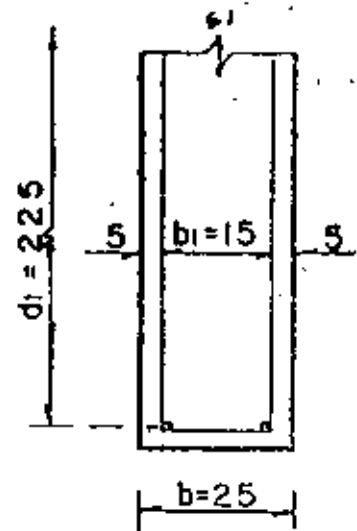
Por otra parte, puesto que según el Departamento de Puentes de la S.O.P., el concreto no puede absorber tensión, tanto el esfuerzo cortante por torsión como por flexión vertical serán tomados con estribos.

a). - Por torsión. -

Según Cowan :  $A_{tors.} = \frac{M_{tors.}}{0.80 f_s b_l d_l}$

$$A_{tors.} = \frac{184\,700}{0.80 \times 2000 \times 15 \times 225} = 0.0342 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$A_{tors.} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m.}$$



b). - Por flexión vertical. -

$$A_{fv} = \frac{V S}{f_s d}$$

Para nuestro caso:  $V = \tau f_v b d$  ;  $S = 1$

$$\text{Entonces: } A_{fv} = \frac{\tau f_v b}{f_s} = \frac{0.59 \times 25}{2000} = 0.0074 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{fv} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area Total . -

$$A_{tot.} = A_{tors} + A_{fv} = 3.42 + 0.74 = 4.16 \text{ cm}^2$$

d). - Separación de estribos. -

Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación será:

$$S = \frac{2 a_s \times 100}{A_{tot}} = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.16} \hat{=} 61 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 2 ramas a cada 20 cm.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (Reacciones)

1. - CARGA MUERTA. -

El peso total de la superestructura vale 286 453 Kg.

50



$$\text{Entonces: } R_{CM} = 286453 \times 0.5 = 143\ 227 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nevadura } R_{CM}/\text{nerv} = \frac{143\ 227}{3}$$

$$R_{CM}/\text{nerv} = 47742 \text{ Kg.}$$

## 2. - CARGA VIVA. -

$$RCV + I = 72370 \text{ Kg}$$

$$\text{Y en cada nevadura: } R_{CV}/\text{nerv} = \frac{72\ 370}{3}$$

$$R_{CV}/\text{nerv} = 24123 \text{ Kg.}$$

## 3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$P_a = 1.855 \times 7.20 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

b). - Por las aleras. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.028 m de la orilla del cabezal.

$$P_b = 3304 \text{ Kg.}$$

c). - Por el cabezal. -

$$P_c = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg}$$

Entonces, la carga uniformemente repartida vale:

$$\omega = \frac{8014 + 20736}{7.20} = 3993 \text{ Kg/m}$$

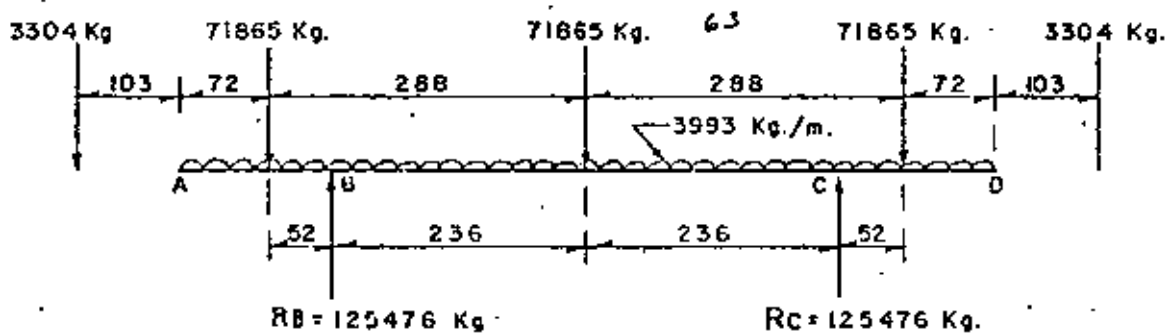
La carga concentrada en cada apoyo vale:

$$W = 47742 + 24123 = 71865 \text{ Kg.}$$

De acuerdo con las cargas anteriores nos falta encontrar la separación a la que irán las columnas que sostienen el cabezal. Esta separación deberá ser de manera tal que el -

momento negativo en el voladizo sea prácticamente del mismo valor que el momento flexionante entre dichas columnas.

Suponiendo que la separación entre ejes de columnas sea de 4.72m, tenemos:



El momento negativo vale:

$$M_b = 3304 \times 2.27 + 71865 \times 0.52 + \frac{3993 \times 1.24^2}{2}$$

$$M_b = 7500 + 37370 + 3070 = 47940 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

El momento flexionante vale:

$$M_{flex} = \frac{71865 \times 4.72}{4} + \frac{3993 \times 4.72^2}{8} - 47940$$

$$M_{flex} = 84800 + 11119 - 47940 = 47979 \text{ Kg} \cdot \text{m}.$$

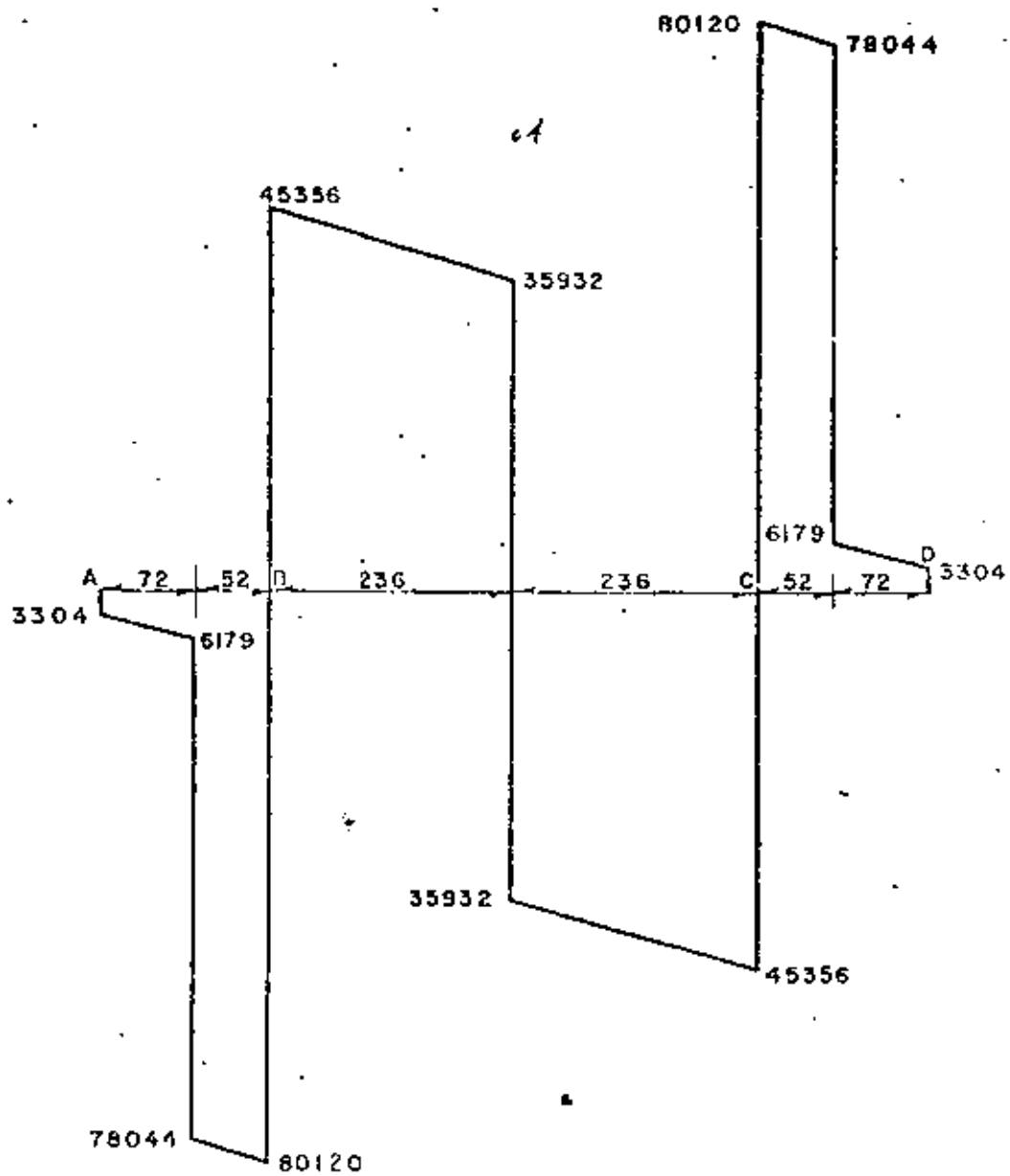
Como  $M_b \approx M_{flex}$ , consideramos correcta la separación entre columnas.

$$R_c = R_b = \frac{2 \times 3304 + 3 \times 71865 + 7.20 \times 3993}{2} = 125476 \text{ Kg}$$

Los diagramas de cortantes y momentos aparecen consignados en las hojas siguientes:

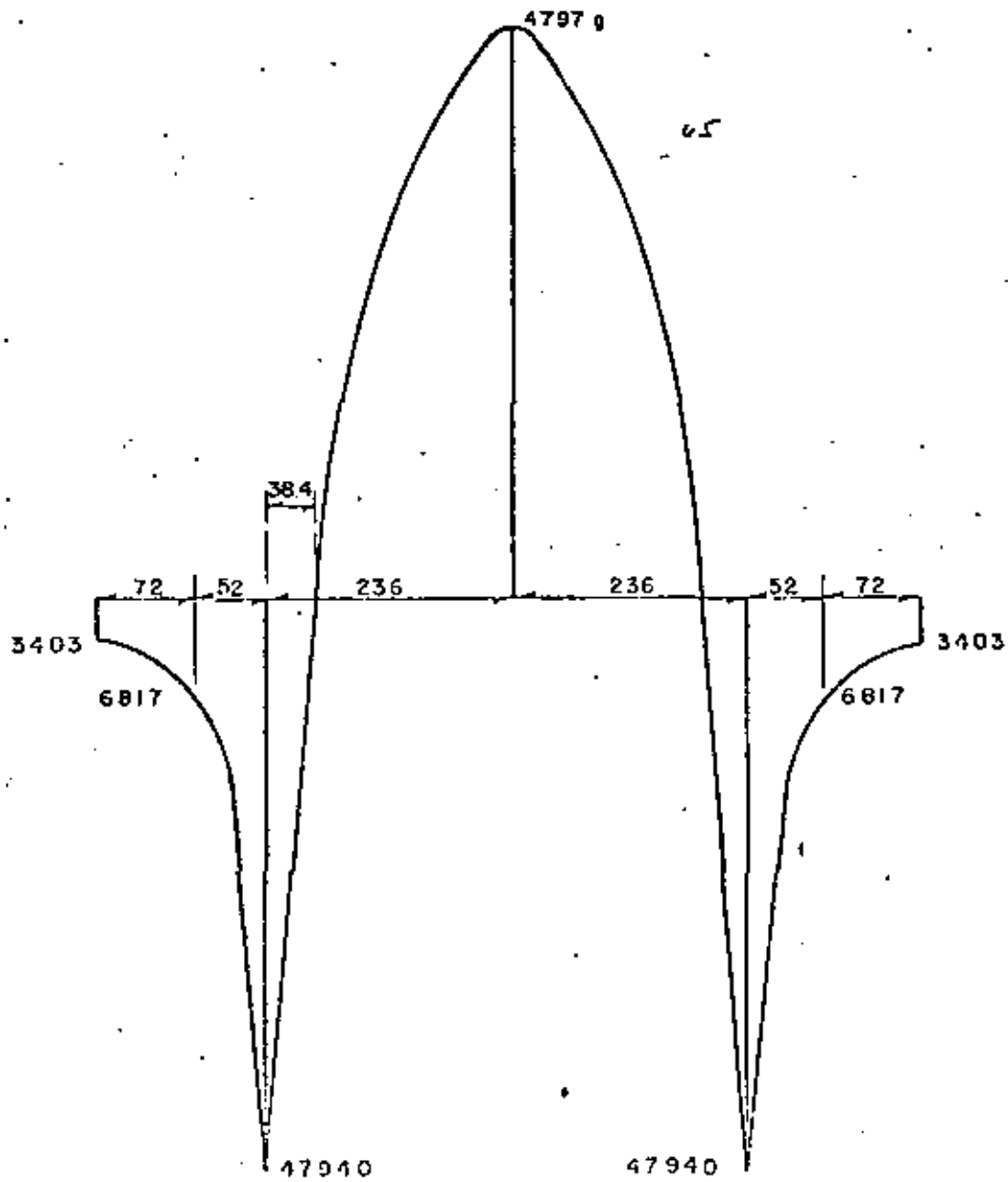
58

# DIAGRAMA DE FUERZAS CONSTANTES (En Kg.)



50  
P-6-1

### DIAGRAMA DE MOMENTOS (En Kg-m.)



### REFUERZO EN EL CABEZAL. -

Peralte del cabezal por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{4\,797\,900}{13.69 \times 120}} = 54.04 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal por cortante:

$$d_v = \frac{80\,120}{20.87 \times 120} = 31.99 \text{ cm}$$

Se asopta:  $d = 92 \text{ cm}$ ;  $r = 8 \text{ cm}$ ;  $h = 100 \text{ cm}$

Por lo tanto, el acero de refuerzo principal será:

$$A_s = \frac{4\,797\,900}{2000 \times 0.90 \times 92} = 28.97 \text{ cm}^2$$

Pero según ACI-911, el mínimo acero de refuerzo principal, tanto positivo como negativo, deberá ser:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} A_g = \frac{14 \times 100 \times 120}{4\,200} = 40.0 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 9 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal.

$$(A_s = 45.63 \text{ cm}^2)$$

### REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{o_{\text{calc.}}} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 45.63}{2.54} = 71.86 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc.}} = \frac{V}{\epsilon_{o_{\text{calc.}}}} = \frac{80\,120}{71.86 \times 0.90 \times 92} = 13.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.47 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$ , por lo tanto la sección NO falla por adherencia.

### REVISION POR CONSTANTE. -

61

P-6

$$\tau_{perm} = 1.32 \sqrt{f'_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{80120}{120 \times 92} = 7.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Puesto que  $7.26 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección NO falla por esfuerzo cortante.

#### ESTRIBOS EN EL CABEZAL. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, tendremos una separación de:

$$S = \frac{4 a_s f_s J_d}{V} = \frac{4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92}{80120} = 16.37 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 16 cm.

#### ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia de otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo, especificado por la S.O.P., es decir,  $A_{smin} = 6.00 \text{ cm}^2$  por metro, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal 3 varillas 5C a cada lado.

### DISEÑO DE LA ZAPATA

#### CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - CARGA MUERTA. - (CM)

$$CM = 143\,227 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA + IMPACTO .- (CV + I)

$$CV + I = 72\,370 \text{ Kg.}$$

3. - FRENAJE. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 72\,370 = 3\,619 \text{ Kg.}$$

4. - FRICCION. - (Fr)

62

$$Fr = 0.05 \times 143227 = 7161 \text{ Kg}$$

5. - VIENTO NORMAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VNS)

$$VNS = 2.25 \times 30.00 \times 0.5 \times 244 = 6725 \text{ Kg.}$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. - (VTS)

$$VTS = 2.25 \times 30.00 \times 60 = 3308 \text{ Kg.}$$

7. - VIENTO NORMAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VNCV)

$$VNCV = 30.00 \times 149 = 3650 \text{ Kg.}$$

8. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. - (VTCV)

$$VTCV = 30.00 \times 60 = 1470 \text{ Kg.}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todos los demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona.

9. - EMPUJE DE TIERRAS. -

(Los brazos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabeza. -

Cálculo de  $E_V$  :

$$\omega_{dm} = (1930 + 1450) 0.5 \times 1.00 = 1690 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{ei} = (1963 + 1483) 0.5 \times 1.00 = \frac{1723}{3413} \text{ Kg/m}$$

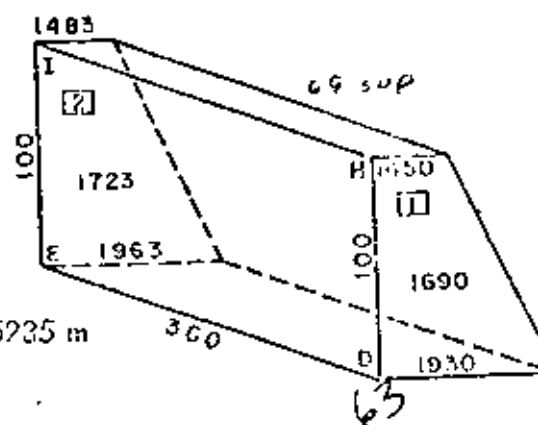
$$E_V = 3413 \times 0.5 \times 7.20 = 12287 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{1.00}{3} \left( \frac{2 \times 1450 + 1930}{1450 + 1930} \right) = 0.476 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.00}{3} \left( \frac{2 \times 1483 + 1963}{1483 + 1963} \right) = 0.477 \text{ m}$$

$\therefore \bar{Y} = 0.4765 \text{ m}$  (arriba de la subcorona, ó bien, a 0.5235 m

abajo de la corona)



El brazo al desplante será  $= 5.28 + 0.48 = 5.76 \text{ m}$

RESUMEN:

en m<sup>2</sup>

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
E <sub>I</sub>	1610	6.020	9692
E <sub>II</sub>	3096	7.023	21743
E <sub>III</sub>	1486	6.024	8952
E <sub>IV</sub>	3476	7.060	25541
E <sub>V</sub>	12286	5.760	70773
E <sub>VI</sub>	13644	7.080	96600
	35599		233301

Posición del empuje de tierras sobre el diafragma, aleros y cabezal, respecto al desplante:

$$\bar{Y} = \frac{233\,301}{35\,599} = 6.55 \text{ m (Arriba del desplante)}$$

Entonces  $E_T = 35\,599 \text{ Kg}$ ;  $Y_T = 6.55 \text{ m}$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

(La S. O. P. recomienda que el empuje sea tres veces el área expuesta)

$$P_{inf} = 480 (6.77 + 0.60) = 3538 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.89 + 0.60) = 1675$$

$$\frac{1675}{5213} \text{ Kg/m}^2$$

$$E_{T2} = (5213 \times 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 3 = 36408 \text{ Kg}$$

64



$$\bar{Y} = \frac{3.88}{3} \left( \frac{2 \times 1675 + 3538}{1675 + 3538} \right) = 1.71 \text{ m}$$

Brazo al desplante:  $Y_2 = 1.40 + 1.71 = 3.11 \text{ M}$

c). - Sobre el respaldo de la contratrabe. -

$$P_{inf} = 480 (7.37 + 0.60) = 3826 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (6.77 + 0.60) = \frac{3538}{7364} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_3 = 7364 \times 0.5 \times 0.60 \times 5.32 = 11753 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{0.60}{3} \left( \frac{2 \times 3538 + 3826}{3538 + 3826} \right) = 0.30 \text{ m}$$

El brazo al desplante es:  $Y_3 = 0.80 + 0.30 = 1.10 \text{ m}$

d). - Sobre el respaldo de la zapata. -

$$P_{inf} = 480 (8.17 + 0.60) = 4210 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (7.37 + 0.60) = \frac{3826}{8036} \text{ Kg/m}^2$$

$$ET_4 = 8036 \times 0.5 \times 0.80 \times 7.00 = 22501 \text{ Kg}$$

$$Y_4 = \frac{0.80}{3} \left( \frac{2 \times 3826 + 4210}{3826 + 4210} \right) = 0.39 \text{ m}$$

RESUMEN:

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Et1	35599	6.55	233 173
Et2	36403	3.11	113 229
Et3	11753	1.10	12 928
Et4	22501	0.39	8 775
	106261		368 105

65

Posición total de los empujes de tierra sobre el caballete, respecto al desplante

$$Y_{et} = \frac{368\,105}{106\,261} = 3.46$$

10. - PESO PROPIO DEL CABALLETE. -

Los brazos son al punto  $x$  mostrado en la "elevación", hoja 49.

a). - Por los aleros. -

$$PP_1 = 6508 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 0.245 + 0.465 + 3.11 = 3.82 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma sobre el cabezal. -

$$PP_2 = 7.20 \times 1.855 \times 0.25 \times 2400 = 8014 \text{ Kg.}$$

$$X_2 = 0.465 + 3.11 = 3.575 \text{ m}$$

c). - Por el cabezal. -

$$PP_3 = 1.20 \times 1.00 \times 7.20 \times 2400 = 20736 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 3.10 \text{ m}$$

d). - Por las columnas. -

$$PP_4 = (1.20 + 1.50) 0.5 \times 0.60 \times 3.88) \times 2 \times 2400 = 15085 \text{ Kg.}$$

$$X_4 = 3.70 - \frac{1.20 \times 3.88 \times 0.60 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5 \times 0.70}{1.20 \times 3.88 + 0.30 \times 3.88 \times 0.5} = 3.09 \text{ m}$$

e). - Por la contratrupe. -

$$PP_5 = 1.50 \times 5.32 \times 0.60 \times 2400 = 11\,491 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 3.11 - 0.16 = 2.95 \text{ m}$$

f). - Por la zapata. -

$$V_1 = 7.00 \times 4.50 \times 0.40 = 12.60 \text{ m}^3$$

Para el  $V_2$  :  $(h = 0.40 \text{ m})$

$$A_{inf} = 7.00 \times 4.50 = 31.50 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 5.32 \times 1.50 = 7.98 \text{ "}$$

$$\therefore V_2 = (31.50 + 7.98 + \sqrt{31.50 \times 7.98}) \frac{0.40}{3} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen total de la zapata: } V_{tot} = 19.93 \text{ m}^3$$

$$PP_6 = 19.93 \times 2400 = 47\,952 \text{ Kg.}$$

El centroide de gravedad es:

72

A R E A (m <sup>2</sup> )	BRAZO (m)	MOMENTO (m <sup>3</sup> )
0.40 x 0.40 =	1.600	3.600
0.40 x 0.80 x 0.5 =	0.160	0.085
0.40 x 1.50 =	0.600	0.930
0.40 x 2.20 x 0.5 =	0.440	1.335
=	2.800	5.950

$$X_6 = 4.50 - \frac{5.95}{2.80} = 2.38 \text{ m}$$

RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

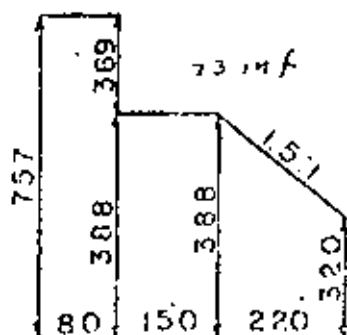
73

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
PP <sub>1</sub>	6608	3.820	25243
PP <sub>2</sub>	8014	3.575	28650
PP <sub>3</sub>	20736	3.100	64281
PP <sub>4</sub>	15085	3.090	46613
PP <sub>5</sub>	11491	2.950	33898
PP <sub>6</sub>	47952	2.380	114126
	109886		312811

Posición del total del peso del caballete respecto al punto (x)

$$X_{PP} = \frac{312811}{109886} = 2.85 \text{ m}$$

11. - PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA. -



$$Pt_1 = 7.57 \times 0.80 \times 7.00 \times 1600 = 67827 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.88 \times 5.80 \times 1600 = 54010 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 2.95 \text{ m}$$

$$Pt_3 = 2.20 \times 3.54 \times 7.00 \times 1600 = 87226 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 1.10 \text{ m}$$

68

## RESUMEN:

7d sup

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
Pt <sub>1</sub>	67827	4.10	278091
Pt <sub>2</sub>	54010	2.95	159329
Pt <sub>3</sub>	87226	1.10	95949
	209063		533369

Posición del total del peso de la tierra sobre la zapata con respecto al punto (x)

$$X_{pt} = \frac{533\,369}{209\,063} = 2.55 \text{ m}$$

## RESUMEN GENERAL DE FUERZAS

a). - POR CARGAS VERTICALES. -

7d med

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
CM	143227	3.110	445436
CV+I	72370	3.110	225071
PP	109866	2.850	312811
PT	209063	2.550	533369
	534546		1516687

64

$\bar{X} = 2.84$  al punto (x)

b). - POR CARGAS HORIZONTALES. -

74 inf

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
FR	3619	6.28	22727
Fr	7161	6.28	44971
VTS	3308	6.28	20774
VTCV	1470	6.28	9232
ET	105261	3.46	368105
	121819		465809

$\bar{Y} = 3.82$  m al desplante.

En éste último inciso no consignamos las fuerzas normales al eje del camino por tener un efecto muy pequeño.

COMBINACIONES DE CARGAS. -

Analizaremos los Grupos I y III, ya que por experiencia sabemos que son los grupos más desfavorables.

a). - GRUPO (I). - (100%). - (CM + CV + PP + PT)

$$\leq FV = 534\ 546 \text{ Kg}$$

$$\leq MV = 1526\ 607 \text{ Kg - m}$$

$$\leq FH = 121\ 819 \text{ Kg}$$

$$\leq MH = 465\ 809 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{a}{2} - \left( \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum FV} \right) = \frac{4.50}{2} - \left( \frac{1516 - 465\,809}{534\,546} \right) = 0.28 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.28 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. -  $f = \frac{\sum FV}{ab} \left( 1 \pm \frac{6e}{a} \right)$

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left( 1 + \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 2.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{534\,546}{450 \times 700} \left( 1 - \frac{6 \times 0.28}{450} \right) = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{1\,516\,607}{465\,809} = 3.26 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

Coefficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = K \frac{\sum FV}{\sum FH} = 0.52 \frac{534\,546}{121\,819} = 2.28 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - GRUPO (II). - (125%). - (ET + FR + Fr + 0.30 VTS + VTCV)

$$\sum Fv = 534\,546 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 1\,516\,587 \text{ Kg - m}$$

$$\sum FH = 118\,511 + 0.30 \times 33\,08 = 119\,503 \text{ Kg.}$$

$$\sum MH = 445\,035 + 0.30 \times 20\,774 = 451\,267 \text{ Kg - m}$$

$$e = \frac{4.50}{2} - \left( \frac{1516687 - 451\,267}{534\,546} \right) = 0.26 \text{ m}$$

$$\frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m} > 0.26 \text{ m} \therefore \text{bién}$$

ESFUERZOS. -

$$f_{\text{máx}} = \frac{534\,546}{315\,000} \left( 1 + \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 2.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{mín} = \frac{534\,546}{315\,000} \left( 1 - \frac{6 \times 0.26}{4.50} \right) = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Coeficiente de seguridad al volteamiento:

$$CSV = \frac{1\,516\,687}{451\,267} = 3.36 > 2.00 \quad \therefore \text{bién}$$

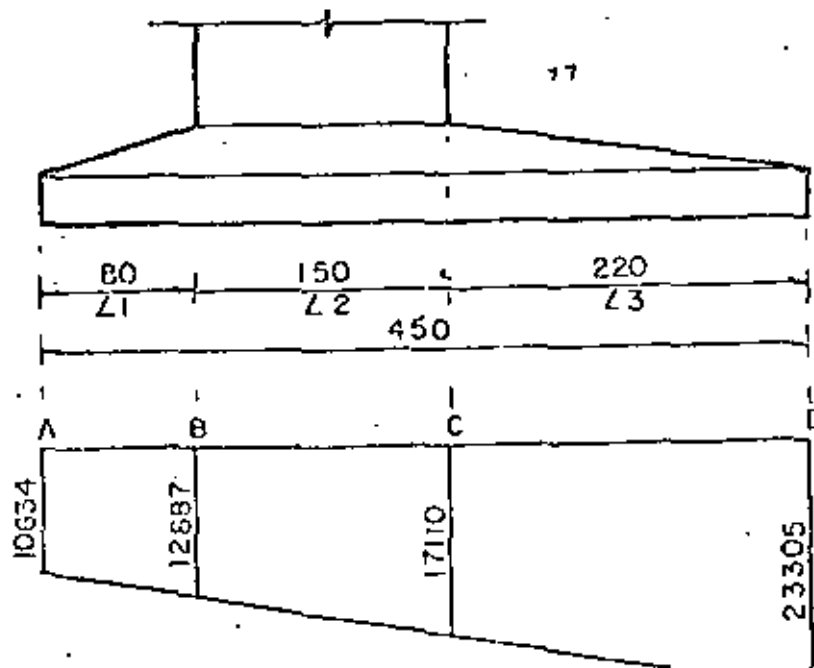
Coeficiente de seguridad al deslizamiento:

$$CSD = \frac{0.52 \times 534\,546}{119\,503} = 2.33 > 1.00 \quad \therefore \text{bién}$$

Obsérvese que el grupo I, para nuestro caso es el más desfavorable y por lo tanto los esfuerzos obtenidos en dicho grupo son los que utilizaremos para diseñar la zapata.

Por otra parte, en el estrato donde nos estamos desplantando, el terreno se muestra compacto, puesto que según la prueba de penetración estandar a esa profundidad se necesitaron más de 30 golpes para penetrar 30 cm, esto nos indica que el terreno soporta aproximadamente  $3.00 \text{ Kg/cm}^2$ .

DISEÑO DE LA ZAPATA. -





$$f_a = 10634 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_d = 23305 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = 10634 + \frac{12671 \times 0.80}{4.50} = 12887 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_c = 10634 + \frac{12671 \times 2.30}{4.50} = 17110 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS EN LA SECCION "C" .-

$$\text{Reacción del terreno: } R_r = \left( \frac{f_c + f_d}{2} \cdot l_3 \right)$$

$$R_r = \left( \frac{17110 + 23305}{2} \right) \times 2.20 = 44457 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{2.20}{3} \left( \frac{2 \times 17110 + 23305}{17110 + 23305} \right) = 1.044 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 44457 \times 1.044 = 46413 \text{ Kg - m/m}$$

Peso propio de la parte de la zapata en estudio. -

$$PP_{cd} = (0.40 \times 2.20 + 0.40 \times 2.20 \times 0.5) \times 2400 = 3168 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{2.20}{3} \left( \frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.978 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 3168 \times 0.978 = 3098 \text{ Kg - m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$P_t = 3.54 \times 2.20 \times 1600 = 12461 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = \frac{2.20}{3} \left( \frac{2 \times 3.20 + 3.82}{3.20 + 3.82} \right) = 1.055 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 12461 \times 1.055 = 13271 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Por tanto } \Sigma V_c = 44457 - 3168 - 12461 = 28828 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Sigma M_c = 46413 - 3098 - 13271 = 30044 \text{ Kg/m}^2$$

Peralte por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{3\,004\,400}{13.69 \times 100}} = 46.85 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d_v = \frac{28\,828}{8.38 \times 100} = 34.40 \text{ cm}$$

Se adopta:  $d = 72 \text{ cm}$ ;  $r = 8 \text{ cm}$ ;  $h = 80 \text{ cm}$ .

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{3\,004\,400}{2000 \times 0.90 \times 72} = 22.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 8C a cada 23 cm ( $A_s = 22.04 \text{ cm}^2$ )

REVISION POR CORTANTE. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{28\,828}{100 \times 72} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$4.00 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$z_{o\text{calc}} = \frac{4 \times 22.04}{2.54} = 34.71 \text{ cm}$$

$$z_{perm} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_{calc} = \frac{28\,828}{34.71 \times 0.90 \times 72} = 12.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$12.82 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore$  bien

ACERO POR TEMPERATURA. -

$$A_{sT} = 0.0015 \times 80 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 6C a cada 23 cm ( $A_s = 12.48 \text{ cm}^2$ )

ANALISIS DE LA SECCION "B" .-

$$R_t = \frac{12887 + 10634}{2} \times 0.80 = 9408$$

$$X_{rt} = \frac{0.80}{3} \left( \frac{1 \times 10634 + 12887}{10634 + 12887} \right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 9408 \times 0.387 = 3641 \text{ Kg-m/m}$$

$$PP = (0.40 \times 0.80 + 0.40 \times 0.80 \times 0.5) 2400 = 1152 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{0.80}{3} \left( \frac{2 \times 0.40 + 0.80}{0.40 + 0.80} \right) = 0.356 \text{ m}$$

$$M_{pp} = 1152 \times 0.356 = 410 \text{ Kg-m/m}$$

$$P_t = 7.56 \times 0.80 \times 1600 = 9690 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pt} = 0.80 \times 0.5 = 0.40 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 9690 \times 0.40 = 3876 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Entonces: } \leq VB = 9408 - 1152 - 9690 = -1434 \text{ Kg/m}^2$$

$$\leq MB = 3641 - 410 - 3876 = -645 \text{ Kg-m/m}$$

Observamos que con éstos momentos domina el acero de refuerzo por temperatura.

De acuerdo con éstos cálculos, la zapata quedará reforzada de la siguiente manera.

a). - Varillas cortas. - ( $L = 4.40 \text{ m}$ )

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varillas 8C a cada 23 cm.

b). - Varillas largas. - ( $L = 6.90 \text{ m}$ )

Parrilla superior: Varillas 6C a cada 23 cm.

Parrilla inferior: Varilla 6C a cada 23 cm.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Una forma simplificada para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el

ría de Obras Públicas, y e la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS SEGUN DIN-1045. -

(CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentaje mínimos y máximos del refuerzo:

#1 SUP

$\frac{H_s}{d}$	P mínimo (%)	$f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	P máximo (%)
5	0.5	100 - 140	3
10	0.8	180 - 250	6

Donde :  $H_s$  = Longitud de pandeo

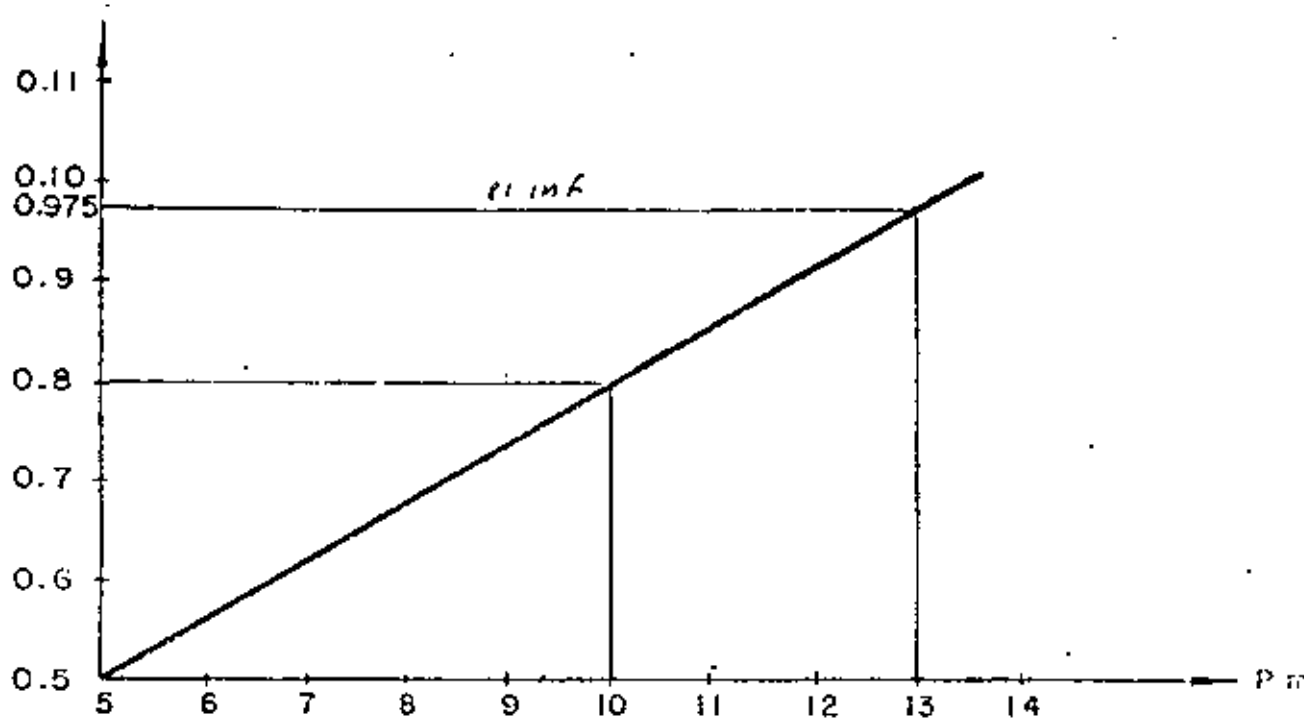
$d$  = dimensión mínima de la sección.

Considerando, como caso más desfavorable, que la columna está empotrada en su parte inferior y libre en su parte superior, entonces la longitud de pandeo vale:

$$H_s = 2H = 2 \times 3.88 = 7.76 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{H_s}{d} = \frac{7.76}{0.60} = 12.93 \approx 13$$



Ensayaremos entonces con  $P = 0.975\%$ , como porcentaje mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones superior e inferior de la columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = (120 + 150) \cdot 0.5 \times 60 = 8100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_s = 0.00975 \times 8100 = 78.98 \text{ cm}^2$$

Colocaremos 7 varillas 12C ( $A_s = 79.80 \text{ cm}^2$ )

REVISION POR PANDEO. -

Según el "Betón Kalender", se deberá cumplir que:

$$\frac{\text{Propiura}}{W + \text{Pactuante}} \geq 3$$

$$\text{Donde: } P_{act} = 125476 + (1.20 + 1.50) 0.5 \times 3.88 \times 0.60 \times 2400$$

$$P_{act} = 133019 \text{ Kg}$$

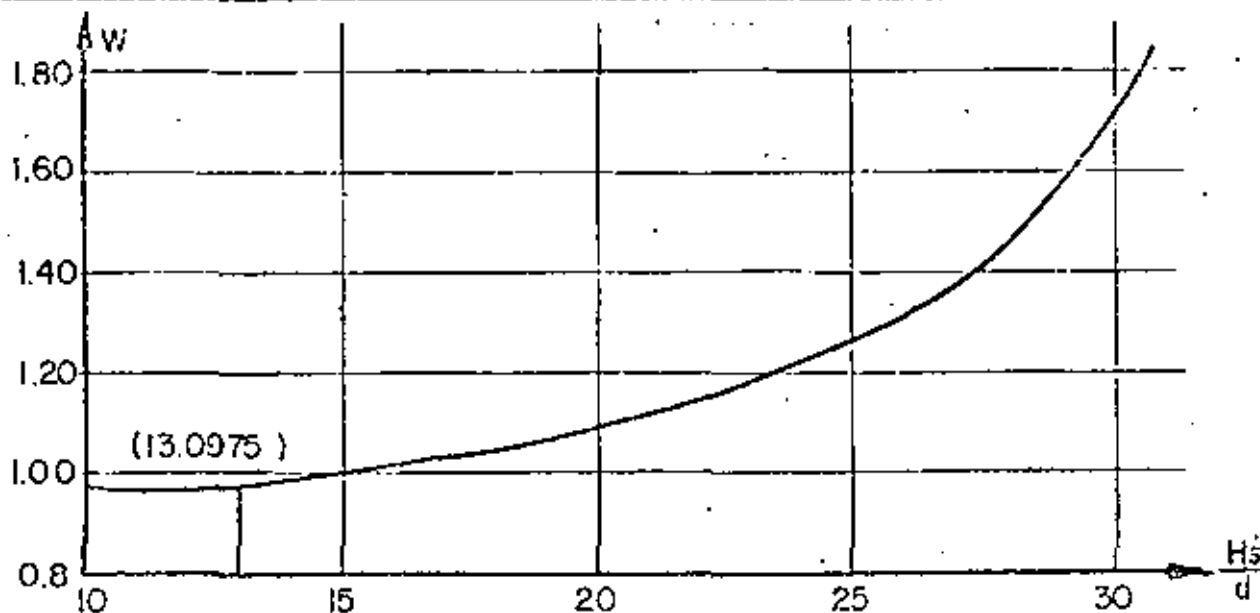
$$P_{rupt} = A_c f'_c + A_s F_Y = 8100 \times 250 + 78.98 \times 4200$$

$$P_{rupt} = 2\,356\,716 \text{ Kg.}$$

El valor de  $\omega$  lo obtenemos de la siguiente tabla

82

$\frac{H_s}{d}$	15	20	25	30	35	40
W	1.00	1.08	1.32	1.72	2.28	3.00



Según la gráfica y extrapolado, el valor de  $\omega$  es aproximadamente:  $\omega = 0.975$

$$\text{Entonces: } \text{Pandeo} = \frac{2\,356\,716}{0.975 \times 133\,019} = 18.2 > 3 \quad \therefore \text{ bien}$$

ESTRIDOS SEGUN DIN .-

Por especificación deberá ser el 0.25% del volumen unitario del concreto, esto es:

$$V = 0.0025 \times 8100 \times 100 = 2025 \text{ cm}^3$$

La longitud promedio de un estribo 4C de 4 ramas es:

$$L = (2 \times 77 + 2 \times 50) \div 2 = 508 \text{ cm.}$$

Pero en un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{2025}{508} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación será:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{3.99} = 31.8 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 cm.

ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C para facilitar el armado de los estribos.

#### - DISEÑO DE LA CONTRATRABE -

Reacción sobre la contratrabe por los voladizos de la zapata. -

$$R = V_c - V_b = 28828 - (-1434) = 30262 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la contratrabe. -

$$PP = 1.50 \times 0.60 \times 1.00 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$$

Peso de la tierra sobre la contratrabe. -

$$PT = 1.50 \times 3.88 \times 1.00 \times 1600 = 9312 \text{ Kg/m}$$

Reacción del terreno. -

$$RT = \frac{17110 + 12887}{2} \times 1.50 = 22498 \text{ Kg/m}$$

Carga uniforme total sobre la contratrabe. -

$$\omega = 30262 + 22498 - (2160 + 9312) = 41288 \text{ Kg/m.}$$

20

P. 4

Entonces:

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72}{2} = 97\,440 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{41\,288 \times 4.72^2}{8} - \frac{41\,288 \times 1.14^2}{2} = 88150 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Peralte por momento. -

$$d_m = \sqrt{\frac{8\,815\,000}{13.69 \times 150}} = 65.5 \text{ cm}$$

Peralte por cortante. -

$$d_v = \frac{97\,440}{20.87 \times 120} = 38.9 \text{ cm}$$

Se adopto:  $d = 132 \text{ cm}$ ;  $r = 8 \text{ cm}$ ;  $h = 140 \text{ cm}$ .

Acero principal de refuerzo. -

$$A_s = \frac{8\,815\,000}{2000 \times 0.90 \times 132} = 37.10 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C en la parte superior de la contratrabe. -

$$(A_s = 35.49 \text{ cm}^2)$$

Por otra parte, el valor del momento torsionante por metro vale  $M_t = M_c + M_b = 30044 - 645 = 29399 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$  y suponiendo que la contratrabe está doblemente empotrada en los paños interiores de las columnas, tendremos:

$$L = 4.12$$

$$M_{it} = \frac{29399 \times 4.12}{2} = 60562 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

VERIFICACION DE LA SECCION. - -

Per cortante:  $(\tau_{perm} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2)$



$$v_{calc} = \frac{97\,440}{150 \times 132} = 4.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 3 + \frac{2.6}{\frac{0.45 + 140}{150}} = 4.83$$

$$v_{tors} = \frac{4.83 \times 6056\,200}{150^2 \times 140} = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{total} = 4.92 + 9.38 = 14.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$14.30 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

ESTRIBOS PARA LA CONTRATRABE. -

$$v_c = 0.29 \sqrt{f_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = v_{tors} - v_c = 9.38 - 4.59 = 4.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{tor} = \frac{4.79 \times 29399}{9.38} = 15013 \text{ Kg-m/m}$$

$$A_s = \frac{1\,501\,300}{2000 \times 0.90 \times 132 \times 142} = 0.0445 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Empleando estribos 4C de 2 ramas, la separación será la siguiente:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{4.45} = 57.08 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 40 cm por especificación y se procurará utilizar las varillas de la parrilla inferior para una mejor colocación.

ACERO LONGITUDINAL EN LOS COSTADOS DE LA CONTRATRABE. -

$$A_s' = 0.0445 (132 + 142) = 12.19 \text{ cm}^2$$

Como  $12.19 \text{ cm}^2 < 35.49 \text{ cm}^2$ , ya no necesitamos varillas pero colocaremos 2 varillas 4C

en cada cara para fijar mejor los estribos.

### - CUBICACIONES DEL CABALLETE -

#### CONCRETO. -

a). - Por diafragma y alerós. -

$$V_a = \frac{8014 + 6608}{2400} = 6.09 \text{ m}^3$$

b). - Por cabeza! . -

$$V_b = \frac{20735}{2400} = 8.64 \text{ m}^3$$

c). - Por las columnas . -

$$V_c = \frac{15085}{2400} = 6.29 \text{ m}^3$$

d). - Por la contratrabe . -

$$V_d = \frac{11491}{2400} = 4.79 \text{ m}^3$$

e). - Por la zapata . -

$$V_e = 19.98 \text{ m}^3$$

f). - Por los zoclos. -

$$V_f = (0.673 \times 0.637 \times 0.073) \times 3 = 0.09 \text{ m}^3$$

Volúmen total de concreto en el caballete

$$V_{\text{total}} = 45.88 \text{ m}^3$$