



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

**CURSOS INSTITUCIONALES
XXVII CURSO INTERNACIONAL DE
INGENIERÍA DE AEROPUERTOS**

Del 30 de agosto al 29 de octubre.

Módulo II "Proyecto de Aeropuertos"

Proyecto del Sistema de Drenaje

Ing. Alfonso M. Elizondo Ramírez
Palacio de Minería
1999.

**PROYECTO DE DRENAJE
PARA AEROPUERTOS**

**ING. ALFONSO MAURICIO ELIZONDO RAMÍREZ
COORDINADOR DE NORMAS
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

MÉXICO, 1992

PROYECTO DE DRENAJE PARA AEROPUERTOS

**ING. ALFONSO MAURICIO ELIZONDO RAMÍREZ
COORDINADOR DE NORMAS
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

ÍNDICE

	Pag.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
3. ESTUDIO HIDROLÓGICO	4
4. CONCEPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE	6
5. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO	7
5.1. MÉTODO RACIONAL	7
5.2. MÉTODO ARMCO	9
6. CANALES Y TRINCHERAS	11
6.1. GENERALIDADES	11
6.2. TRAZO DE CURVAS DE CANALES	11
6.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES	12
7. DISEÑO DE TRANSICIONES	18
8. ALCANTARILLAS	19
8.1. GENERALIDADES	19
8.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS	20
8.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLAS	21
9. ELEMENTOS ESPECIALES DE DRENAJE	23
9.1. ESTRUCTURAS DE ENTRADA EN ALCANTARILLAS	23
9.2. ESTRUCTURAS DE SALIDA EN ALCANTARILLAS	24
9.3. DISIPADORES DE ENERGÍA	25
9.4. CÁRCAMOS DE ALMACENAMIENTO	26
9.5. ESTRUCTURAS DE CONTROL	26
9.6. BORDILLOS, CUNETAS Y LAVADEROS	26
9.6. SUBDRENES	27
10. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	29
11. FIGURAS	30

PROYECTO DE DRENAJE

PARA AEROPUERTOS

ING. ALFONSO MAURICIO ELIZONDO RAMÍREZ
COORDINADOR DE NORMAS
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

1. INTRODUCCIÓN

Los volúmenes del tránsito y las características de las aeronaves que atienden los modernos aeropuertos, requieren de condiciones de operación que garanticen la máxima seguridad y eficiencia en el servicio que se presta. Para lograrlas es indispensable, entre otras cosas, que el aeropuerto cuente con un sistema de drenaje capaz de desalojar eficientemente los caudales pluviales que se capten dentro de sus límites, encausar adecuadamente sus propios escurrimientos e impedir la afluencia de aguas ajenas al aeropuerto. Esto involucra la solución de los siguientes cuatro problemas principales:

- 1°. El agua de lluvia que cae sobre los elementos del aeropuerto y sus zonas adyacentes debe captarse y eliminarse rápidamente para evitar inundaciones o daños a las instalaciones.
- 2°. Los cauces naturales deben cruzarse sin obstruirlos, o bien, interceptarlos desviándolos convenientemente.
- 3°. Deben evitarse inundaciones en el área del aeropuerto, provocadas por desbordamientos de cauces naturales o artificiales, construyendo las obras de protección que se requieran.
- 4°. Debe captarse y eliminarse el agua infiltrada en los pavimentos, para evitar modificaciones en el comportamiento estructural de los materiales que los constituyen.

Estos apuntes tienen por objeto resumir los criterios usuales en la práctica mexicana para el proyecto del sistema de drenaje de los aeropuertos, de manera que resuelva, integralmente los problemas mencionados, contribuyendo significativamente a la seguridad del aeropuerto.

Con un drenaje deficiente el agua propicia condiciones de operación tan inseguras que pueden poner en peligro la seguridad de los usuarios; o daña, a veces en forma irreversible, las instalaciones del aeropuerto. Algunas de las consecuencias de no desalojar rápidamente el agua, son las siguientes:

- * La existencia de encharcamientos sobre los pavimentos de los elementos de operación terrestre, puede producir el "acuaplaneo" de los aviones al circular en alta velocidad, con el riesgo de que la tripulación pierda el control de la aeronave y se provoque un accidente.
- * La presencia prolongada del agua sobre los pavimentos asfálticos, contribuye a acelerar su envejecimiento, y origina la aparición de grietas y baches, o cuando menos, altera su textura superficial.
- * Mientras el agua permanezca más tiempo sobre los pavimentos, y/o existan más grietas o baches, se facilitará la infiltración a las capas inferiores, las que al saturarse pueden llegar a la falla estructural, manifestando deformaciones importantes en la superficie de rodamiento.
- * Las alteraciones producidas por el agua en la capa de rodamiento por estas dos consecuencias, hacen que los aviones vibren demasiado al circular en alta velocidad, dificultando la lectura de los instrumentos de control, que pueden afectarse con el movimiento excesivo. Asimismo, esas alteraciones pueden llegar a dañar los neumáticos y el tren de aterrizaje, e incomodar a los usuarios.
- * Los espejos de agua debidos a encharcamientos o inundaciones en las inmediaciones del aeropuerto, pueden producir reflejos indeseables o facilitar la formación de neblina, que afecten la visibilidad a las tripulaciones. Estos espejos también fomentan la presencia de aves que interfieran en la operación de los aviones.

Estas consecuencias son sólo algunas de las más importantes y ponen de manifiesto la influencia que un sistema de drenaje eficiente tiene en la seguridad del aeropuerto.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Con el propósito de lograr las mejores soluciones a los problemas de drenaje que originará la construcción de un nuevo aeropuerto, es preciso conocer detalladamente el funcionamiento hidráulico del área donde se construirá, no sólo dentro de los límites del predio para él destinado, sino en forma regional, ya que las obras de drenaje que se proyecten deben garantizar la eficiencia del sistema sin alterar el funcionamiento hidráulico fuera de sus límites, por lo que habrá que realizar conexiones efectivas entre el drenaje interior y el exterior.

En ocasiones, los sitios donde se descargan los caudales del aeropuerto tienen condiciones que evitan el desalojo rápido del agua, haciéndose necesarios cárcamos, plantas de bombeo, bordos de protección y estructuras especiales de control.

Si en el proyecto no se considera el funcionamiento hidráulico de la región, pueden ocasionarse alteraciones que atenten contra la ecología local, dañen instalaciones y construcciones ajenas al aeropuerto, o provoquen efectos nocivos en poblados vecinos:

La construcción de un aeropuerto para servicio de una ciudad ubicada a la salida de una cuenca, entre ésta y el mar, como realmente es el caso del de la Ciudad de Campeche (Fig. 1), ilustra esta eventualidad. Dicha cuenca está formada por otras cuatro menores y concentra su escurrimiento total en un canal localmente llamado Ría de San Francisco, que atraviesa la población, desemboca directamente en el mar y sirve también para su drenaje. A este canal, que se construyó al mismo tiempo que la ciudad, lo cruzan puentes antiguos y lo bordean edificios coloniales.

El caudal máximo aportado por las cuatro cuencas en la época de lluvias, es del orden de 120 m³/s, mientras que el canal sólo es capaz de desalojar 50 m³/s, por lo que el excedente se regula inundando los terrenos situados aguas arriba.

Según los estudios realizados, el único sitio posible para la construcción del aeropuerto es precisamente esa zona reguladora inundable, por lo que es necesario rescatarla mediante bordos que eviten el ingreso de las aguas ajenas, acción que ocasionará que su capacidad de regulación desaparezca o se reduzca significativamente y que por la incapacidad del canal, el caudal excedente inunde la ciudad.

Si se ignorará esta posibilidad y si al diseñar el drenaje del aeropuerto sólo se considerará su problemática interna se pondrá en peligro a la población; pero si se es consciente de las consecuencias, se proyectará el sistema con obras internas y externas que regulen los caudales excedentes, ya que, en este caso particular, es imposible o muy costoso incrementar la capacidad del canal, el cual, como se dijo, está bordeado por edificaciones antiguas que habría que demoler. Además, mediante una planta de bombeo con sus cárcamos deberá resolverse el problema provocado al construir los bordos que aíslan al aeropuerto de las aguas externas, pero que también impiden la salida del agua de lluvia que se acumula en su interior.

Como puede observarse, es muy importante conocer el funcionamiento hidráulico, tanto en el interior del predio del aeropuerto como en la región donde éste se ubique. Dicho conocimiento se obtendrá mediante un **ESTUDIO HIDROLÓGICO**, que infiera las intensidades de las precipitaciones y los picos de escurrimiento para diferentes periodos de retorno, con el propósito de determinar los gastos máximos que han de considerarse en el proyecto.

Puede decirse que:

EL PROYECTO DEL SISTEMA DE DRENAJE DE UN AEROPUERTO ES EL DISEÑO HIDRÁULICO, GEOMÉTRICO Y ESTRUCTURAL DE TODOS LOS COMPONENTES DEL SISTEMA, CON BASE EN EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA REGIÓN Y TOMANDO EN CUENTA LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DEL AEROPUERTO.

Al hacer el proyecto se buscará diseñar un sistema de drenaje que funcione con un mínimo de mantenimiento, procurando que el monto de la inversión sea acorde con la protección que se desea proporcionar y que el sistema sea adaptable a futuras ampliaciones, por lo que se apoyará en el Plan Maestro correspondiente.

Para definir la problemática que se presentará al proyectar un aeropuerto, es necesario, entre otras cosas, lo siguiente:

- 1° Trazar en un plano topográfico de la región los escurrimientos superficiales; las zonas bajas y las canalizaciones que existan.
- 2° Delimitar en el mismo plano las cuencas que aporten caudales a los cauces o canalizaciones existentes, de interés para el proyecto.
- 3° Mediante un estudio hidrológico, determinar las intensidades de precipitación para cada cuenca y obtener los gastos máximos de cada cauce o canalización, para diferentes periodos de retorno.
- 4° Estimar los volúmenes de depósito o acumulación posibles en el área del aeropuerto y en sus cercanías.

Con esta información será posible determinar los tipos y ubicaciones de las obras de drenaje requeridas para el sistema en proyecto.

En la práctica mexicana, las estructuras más usuales son los canales y las alcantarillas, que normalmente se ubican como se muestra en la Fig.2; pero existen muchas otras estructuras menos comunes necesarias para solucionar problemas específicos, tales como los cárcamos, bordos de protección y plantas de bombeo; así como colectores, pozos de absorción, estructuras de control, sistemas de subdrenaje, etc. y obras complementarias como bordillos, cunetas y lavaderos, entre otros.

3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico es la base en que se apoyará el proyecto del sistema de drenaje del aeropuerto, pues definirá el funcionamiento hidráulico de la región y por lo tanto los problemas que se generarán al construirlo, que habrán de resolverse mediante el proyecto, de ahí la importancia que este estudio tiene para lograr las soluciones óptimas.

El estudio debe definir, en primer lugar, las características de las tormentas en la zona de interés, para **INFERIR** las alturas de precipitación totales al término de los fenómenos en todas las cuencas que afecten al aeropuerto, y estimar los valores representativos de cada cuenca; asimismo debe determinar la frecuencia y naturaleza de los escurrimientos superficiales, que serán de utilidad para el diseño del sistema.

Para lograrlo, las tormentas deben estudiarse estadísticamente a partir de datos obtenidos en estaciones meteorológicas, instaladas preferentemente dentro del predio donde se construirá el aeropuerto, pero puede emplearse información de estaciones ubicadas fuera, e incluso en cuencas diferentes a las afectadas directamente, siempre con las reservas del caso y cuando pertenezcan a la misma región climática.

Con el propósito de que la estimación de las características de las tormentas, sea lo más realista posible, se requiere que la información proceda de estaciones con más de cinco años de operación, pues datos con menos antigüedad pueden dar resultados diferentes a la realidad. De acuerdo a esto, lo ideal sería prever con suficiente tiempo la construcción del aeropuerto e instalar, por lo menos cinco años antes de la elaboración del proyecto, una estación meteorológica en el interior del predio, que proporcione información confiable. No obstante, con frecuencia esto es imposible pues en muchas ocasiones se determina la necesidad cuando ya es "urgente" su construcción, teniendo entonces que utilizar información de estaciones con menos edad o ubicadas en zonas relativamente lejanas.

Las características de las tormentas se establecen en términos de la intensidad de la lluvia, que es la relación entre la altura total de una precipitación y el tiempo de duración de la tormenta que la generó, dicha intensidad suele expresarse como la altura de precipitación total al término de la duración de la tormenta, y se mide con un pluviógrafo que registra la variación en el tiempo de la altura de precipitación.

Dependiendo del tipo de información de que se disponga, será el método de análisis que se utilice, así, el **MÉTODO DE PROMEDIOS PESADOS DE THIESSEN** toma en cuenta la cantidad y la distribución de las estaciones que generan la información; el **MÉTODO DE LAS ISOYETAS** puede incluir los efectos orográficos sobre la distribución de las lluvias, etc. Con estos métodos, que se describen detalladamente en la bibliografía recomendada, se obtiene un valor representativo de la precipitación que ha de considerarse uniforme en toda la cuenca, para diferentes duraciones de tormentas.

Las características de las tormentas se resumen mediante gráficas que relacionan la intensidad con la duración de cada una para diferentes periodos de retorno. La forma típica de estas gráficas, que reciben el nombre de **CURVAS DE INTENSIDAD - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO**, es como se ilustra en la Fig.3.

Las curvas de intensidad - duración - periodo de retorno, se obtienen normalmente mediante el método de **INTENSIDAD DE LLUVIA - PERIODO DE RETORNO**, que para cada operación ajusta una función de distribución de probabilidad, de tipo **GUMBEL**, a los valores máximos. También pueden obtenerse con el método de **CORRELACIÓN LINEAL MÚLTIPLE**, ajustando a los valores de intensidad máximos anuales, según las duraciones de interés, una función del tipo:

$$i = \frac{k \cdot Tr^m}{d^n} \dots\dots\dots(3.1)$$

Donde:

- i = Intensidad en mm/h
- d = Duración en horas
- Tr = Periodo de retorno en años
- k, m, n, son parámetros de ajuste para cada caso

De esta manera se generan las **CURVAS DE INTENSIDAD - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO** para la cuenca donde se construirá el aeropuerto, y se establece el periodo de retorno que ha de considerarse para garantizar la seguridad del aeropuerto según su importancia.

La Organización de Aviación Civil Internacional (OACI), recomienda que se utilice un periodo de retorno de cinco años, con lo que el aeropuerto quedaría protegido contra precipitaciones con esa recurrencia, pero en algunos casos, la protección debe ser mayor por la importancia del aeropuerto y por la magnitud de su utilización, así por ejemplo, para el Aeropuerto de la Ciudad de México se consideró un periodo de retorno de veinticinco años. En cualquier caso, para determinar el periodo de retorno, deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) Importancia del aeropuerto por lo que respecta a su costo y al volumen del tránsito
- b) Daños posibles a las instalaciones
- c) Costos de mantenimiento
- d) Costo de amortización de las estructuras de drenaje durante la vida de servicio
- e) Inconveniencia del tránsito
- f) Peligro de la vida humana

La intensidad que se utilizará en el diseño, considerando la uniforme para toda la cuenca, se determina en las **CURVAS DE INTENSIDAD - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO** para la duración de la tormenta de proyecto y el periodo de retorno seleccionado.

Con esta intensidad, el estudio hidrológico debe inferir el escurrimiento superficial que producirá la precipitación. En estricto rigor, el escurrimiento se verá reducido por la evaporación y por la infiltración al suelo, pero, por tratarse de cuencas pequeñas, estas reducciones son despreciables en la determinación de los escurrimientos internos del aeropuerto.

Esta determinación requiere del conocimiento de las características de las cuencas de interés, pues la topografía, el tipo de suelo, el tipo de vegetación, el tamaño, la pendiente y la densidad del drenaje de la cuenca; así como el uso al que se destina la tierra y las condiciones de humedad del suelo, tienen gran influencia en la magnitud de los escurrimientos.

En la Fig.4 se muestran las partes de una cuenca, limitada por un parteaguas y con un drenaje que se concentra en el cauce principal hasta la salida del valle. Si fuera necesario construir una obra de drenaje en ese punto, se tendría que determinar el **GASTO PICO DE DISEÑO**, que es el escurrimiento máximo que debe esperarse durante el periodo de retorno considerado. Este gasto está en función del **TIEMPO DE CONCENTRACIÓN** (T_c), que es el tiempo requerido para que el agua escurra desde el punto más lejano de la cuenca hasta el de salida.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento, puede representarse con un hidrograma como el mostrado en la Fig. 5, cuya forma está determinada por las características de la cuenca, como son su área, pendiente y longitud del cauce.

Los principales parámetros del hidrograma son:

- Volumen de escurrimiento directo (área sombreada)
- Tiempo de concentración T_c
- Tiempo pico T_p (tiempo desde que empieza el escurrimiento directo hasta el momento en que alcanza el valor máximo)

El gasto pico puede evaluarse mediante alguno de los siguientes procedimientos:

1.- Formulas Empíricas

Se utilizan cuando se conocen las características físicas de la cuenca y se cuenta con registros de precipitación.

2.- Modelos de "Caja Negra"

Se determina el gasto a partir de datos de entrada y salida de la cuenca, sin tomar en cuenta sus características.

3.- Modelo de Stanford

Se simula el proceso de escurrimiento en toda la cuenca, conociendo detalladamente sus características físicas y aplicando las fórmulas fundamentales de la hidráulica.

4.- Método de Envolventes

Se estima el gasto en función del área de la cuenca, relacionándola con la envolvente mundial propuesta por Creager, corregida con un factor C para la región donde se ubique el aeropuerto.

4. CONCEPCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE

Una vez que se tenga definido el funcionamiento hidráulico de la región donde se construirá el aeropuerto, y conocidas las características geométricas de cada uno de sus elementos, se está en posibilidad de determinar el sistema de drenaje correspondiente.

El primer paso consiste en dibujar "sembrar" sobre un plano topográfico del área, todos los elementos de operación terrestre que integrarán el aeropuerto, con sus características geométricas, en sus alineamientos horizontales y verticales, para determinar las zonas de corte y terraplén, así como los sitios donde se interceptarán o cruzarán los cauces naturales, para estar en posibilidad de proponer los elementos de drenaje que se requieran.

El alineamiento vertical establecido en el proyecto geométrico de cada uno de los elementos de operación terrestre, que en México se expresa mediante los "Planos de Transiciones", se diseña tomando en cuenta que el agua de lluvia debe desalojarse oportunamente, por lo que es común que los ejes de esos elementos constituyan parteaguas, enviando el escurrimiento hacia afuera de ellos. Si estos elementos se ubican en terraplén, el agua caerá hasta el terreno, abandonándolos rápidamente; mientras que si se alojan en cortes, el agua escurrirá entre su orilla y los taludes, pudiendo invadir las franjas de seguridad, con los consecuentes daños a la estructura y riesgos en la operación, por lo que, para evitarlo, se requiere habilitar elementos que capten el agua y la conduzcan a zonas donde no produzcan daños.

En la Fig. 6, se muestra un ejemplo del "sembrado" de un proyecto geométrico sobre el plano topográfico, donde gracias a las curvas de nivel, se pueden determinar las tendencias de los escurrimientos, y definir los sitios en que se requiere algún elemento de drenaje. Así por ejemplo, en las zonas de corte se proponen canales; el cauce 1 debe interceptarse e incorporarse al canal 2 que capta también el flujo del canal 1 y descarga al cauce 2; por su parte, el cauce 2 debe cruzar la pista mediante la alcantarilla 1. El agua que se acumulará en la isleta que se forma entre la pista, la plataforma y los rodajes, debe captarse con un registro en el sitio más bajo y desalojarse con la alcantarilla 2. Para evitar que el escurrimiento de la plataforma invada el área de servicios, debe interceptarse mediante un colector con tapas de rejilla que conduzca el flujo hasta el canal 4, el que atravesará el camino de acceso mediante la alcantarilla 3.

De esta forma, se establecen los elementos de drenaje que integrarán el sistema y puede realizarse el diseño hidráulico de cada uno, para lo que se requiere determinar las características y dimensiones de las cuencas que drenarán, dibujando los parteaguas correspondientes en el plano donde se "sembró" el proyecto.

5. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

La Fig. 7 muestra el detalle de la cuenca que aportará a la isleta de la figura anterior, incluyendo sus características geométricas y topográficas, así como de las superficies sobre las que ocurrirá el escurrimiento.

Para diseñar la alcantarilla que drenará la isleta, se requiere determinar el gasto pico que aportará la cuenca correspondiente. Esto puede hacerse utilizando alguna fórmula empírica, como las siguientes:

5.1. MÉTODO RACIONAL

El Método Racional es el que se emplea principalmente en México y establece que:

$$Q_p = 0.278CiA_c \dots\dots\dots(5.1)$$

Donde:

- Q_p = Gasto pico de diseño (m^3/s)
- i = Intensidad media de la lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h)
- C = Coeficiente de escurrimiento para el tipo de suelo donde escurrirá el agua
- A_c = Área de la cuenca (km^2)

La intensidad (i) se obtiene de las CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO para el periodo de retorno considerado para el proyecto y con base al tiempo de concentración, que en cualquier punto de un elemento de drenaje vale:

$$T_c = T_{cs} + T_R \dots\dots\dots(5.2)$$

Donde:

T_{cs} = Tiempo de concentración sobre las áreas drenadas, desde el punto más alejado hasta el sitio de captación (min)

T_R = Tiempo de traslado a lo largo del elemento, desde el sitio de captación hasta el punto de análisis (min)

T_{cs} puede estimarse con la formula de **KIRPICH**:

$$T_{cs} = 0.01947 \left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.77} \dots\dots\dots(5.3)$$

Donde:

L = Longitud total del cauce principal (m)

S = Pendiente media del cauce principal

La pendiente del cauce puede no tener un valor único, pudiendo variar de tramo en tramo, por lo que se representa con el valor medio que sirve de índice. Para su estimación, de las fórmulas propuestas por distintos autores, se recomienda emplear la de **TAYLOR Y SCHWARZ**:

$$S = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{1/2}}} \right]^2 \dots\dots\dots(5.4)$$

Donde:

L_i = Longitud del tramo j (m)

S_i = Pendiente del tramo j

n = Número de tramos

Por su parte:

$$T_R = \frac{1}{V} \dots\dots\dots(5.5)$$

Donde:

l = Longitud del tramo del elemento desde el punto de captación hasta el punto de análisis (m)

V = Velocidad del agua dentro del elemento (m/min), estimada según el criterio de **MANNING**

Para el caso de la Fig. 7, en el punto de captación, el tiempo de concentración será:

$$T_c = T_{cs}$$

En la expresión 5.1, el coeficiente de escurrimiento (C) está en función del tipo de suelo sobre el que ocurre el escurrimiento. En la Tabla 5.1 se muestran algunos de los valores más usuales de C, para aeropuertos:

TABLA 5.1
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

TIPO DE ÁREA POR DRENAR	PENDIENTE (%)	C MÍNIMO	C MÁXIMO
Terreno arenoso plano	2 o menos	0.05	0.10
Terreno arenoso medio	2 a 7	0.10	0.15
Terreno arenoso empinado	7 o más	0.15	0.20
Terreno arcilloso plano	2 o menos	0.13	0.17
Terreno arcilloso medio	2 a 7	0.18	0.22
Terreno arcilloso empinado	7 o más	0.25	0.35
Pavimento asfáltico		0.70	0.95
Pavimento de concreto hidráulico		0.80	0.95
Pavimento de adoquín		0.70	0.85
Estacionamientos		0.75	0.85
Parques		0.10	0.25
Zonas comerciales		0.50	0.70
Zonas industriales		0.50	0.80

Cuando la cuenca por drenar está compuesta por diferentes tipos de superficies, el coeficiente de escurrimiento global se calcula con la formula:

$$\bar{C} = \frac{\sum_{j=1}^n (C_j)(A_j)}{\sum_{j=1}^n (A_j)} \dots\dots\dots(5.6)$$

Donde:

- C_j = Coeficiente de escurrimiento para la superficie j
- A_j = Área de la superficie j (Km²)
- n = Número de superficies de diferente tipo

La Agencia Federal de Aviación de los Estados Unidos, complementa el Método Racional con gráficas para determinar el tiempo de concentración, como la mostrada en la Fig. 8. En estas gráficas, obtenidas de resultados empíricos, el tiempo de concentración depende de la distancia (en metros) de recorrido del agua desde el punto sobre el parteaguas más alejado de la cuenca, al sitio de desfogue y del valor de C elegido para la ecuación 5.1. La gráfica por utilizar se escoge de acuerdo al grado de encharcamientos que quiera tolerarse en las zonas del terreno que rodean a los elementos de operación terrestre. (Ref. 1)

5.2. MÉTODO ARMCO

En este método, el gasto pico de diseño se obtiene con la expresión:

$$Q_p = \frac{A_c IR}{36f} \dots\dots\dots(5.7)$$

Donde:

- A_c = Área de la cuenca (Ha)
- R = Precipitación en cm/h durante una hora
- I = Factor de escurrimiento superficial
- f = Factor de compensación por pendiente

R es entonces, la intensidad para una duración de tormenta de una hora, obtenida de las CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO para el periodo de retorno considerado y transformada a cm/h

En la expresión 5.7, el factor de escurrimiento superficial (I) está en función del tipo de suelo sobre el que ocurre el escurrimiento. En la Tabla 5.2 se muestran algunos de los valores más usuales de I , para aeropuertos:

TABLA 5.2
VALORES DEL FACTOR DE ESCURRIMIENTO I

TIPO DE ÁREA POR DRENAR * Para pendientes de 1 a 2 %	I MÍNIMO	I MÁXIMO
* Suelos impermeables	0.40	0.65
* Suelos impermeables con césped	0.30	0.55
* Suelos ligeramente permeables	0.15	0.40
* Suelos ligeramente permeables con césped	0.10	0.30
* Suelos moderadamente permeables	0.05	0.20
* Suelos moderadamente permeables con césped	0.00	0.10
Pavimentos asfálticos	0.80	0.95
Pavimentos de concreto hidráulico	0.70	0.90
Pavimentos de adoquín	0.35	0.70
Superficies impermeables de techos	0.75	0.95

Cuando la cuenca por drenar está compuesta por diferentes tipos de superficies, el factor de escurrimiento global se calcula con la formula:

$$\bar{I} = \frac{\sum_{j=1}^n (I_j)(A_j)}{\sum_{j=1}^n (A_j)} \dots\dots\dots (5.8)$$

Donde.

- I_j = Factor de escurrimiento para la superficie j
- A_j = Área de la superficie j (Ha)
- n = Número de superficies de diferente tipo

Por su parte, el factor de compensación por pendiente afecta al tiempo de concentración y se emplean los siguientes valores:

- Si $S \leq 0.5 \%$, $f = 3.0$
- Si $0.5 \% < S \leq 1.0 \%$, $f = 2.5$
- Si $1.0 \% < S$, $f = 2.0$

Aunque el Método Racional proporciona resultados aceptables del gasto pico, es conveniente revisarlo aplicando el Método ARMCO y utilizar en el diseño hidráulico de los elementos de drenaje el gasto mayor que se obtenga de ambos métodos.

6. CANALES Y TRINCHERAS

6.1. GENERALIDADES

Los canales son los elementos de drenaje más comunes. Se utilizan para captar las aguas de lluvia y conducir las fuera del área por drenar, evitando que escurran por superficies que puedan dañarse o que invada áreas de operación. También se emplean para desviar cauces naturales y pueden revestirse o no, con concreto hidráulico o mampostería, dependiendo de la susceptibilidad del suelo a la erosión. Las secciones transversales más empleadas son la triangular y la trapecial, y en pocas ocasiones las rectangulares.

Las trincheras son canales de reducida sección rectangular, construidos con concreto hidráulico o mampostería, que se ubican en zonas transitadas por aviones o vehículos terrestres, por lo que se proveen de tapas para permitir la circulación. En las áreas donde las trincheras captan el agua, las tapas deben contar con perforaciones que permitan la captación, o bien, pueden utilizarse rejillas metálicas para cubrirlas. En las zonas donde no se requiere captar el agua, lo mejor es emplear tapas "ciegas", para impedir el acceso de basuras y materiales extraños.

En la Fig.9 se muestran esquemáticamente las secciones transversales más comunes de canales y trincheras.

6.2. TRAZO DE CURVAS DE CANALES

Una vez detectada la necesidad de un canal, definida su cuenca de aportación y calculados los gastos pico de diseño, se requieren, para conocer las longitudes reales del elemento, los datos de su alineamiento horizontal, tales como estación al inicio, datos de las curvas horizontales, estaciones de intersecciones si existen y cadenamiento al final del canal.

La determinación de los datos de las curvas horizontales (Fig.10), debe hacerse en el orden del cadenamiento del elemento por diseñar, ya que cada curva influirá en el cadenamiento adelante. Así por ejemplo, conocido el cadenamiento del primer punto de inflexión (PI_1) y propuesto el radio de la curva (R_1), se calcula la subtangente con la expresión:

$$ST_1 = R_1 \tan \frac{\delta^\circ_1}{2} \dots\dots\dots(6.1)$$

Donde.

δ°_1 = Angulo de esviaje de la curva 1

El cadenamiento del punto donde inicia la curva (PC_1) será:

$$PC_1 = PI_1 - ST_1 \dots\dots\dots(6.2)$$

La longitud de la curva (LC_1) es:

$$LC_1 = \frac{\pi R_1}{180^\circ} \delta^\circ = 0.017453 R_1 \delta^\circ, \dots\dots\dots (6.3)$$

De esta forma, el cadenamiento donde empieza la tangente después de la curva (PT_1) será:

$$PT_1 = PC_1 + LC_1 \dots\dots\dots (6.4)$$

Y el cadenamiento del siguiente punto de inflexión (PI_2) es:

$$PI_2 = PT_1 + D_{1,2} - ST_1 \dots\dots\dots (6.5)$$

Donde:

$D_{1,2}$ = Distancia entre el PI_1 y el PI_2

De esta manera, se calculan sucesivamente las curvas, para contar con longitudes que permitan determinar las pendientes del elemento.

6.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

Una vez definido el alineamiento horizontal del canal, el proyectista propondrá las pendientes y las secciones transversales de los diferentes tramos del canal.

Prácticamente, las pendientes longitudinales están obligadas a las del terreno natural y del plano de transiciones del aeropuerto. Cuando la pendiente del terreno es grande, la del canal se reducirá mediante tramos de menor pendiente y caídas intermedias que absorban los desniveles.

Para proponer una sección transversal, debe tomarse en cuenta el talud que pueda resistir el material donde se excavará el canal. En la Tabla 6.1 se dan recomendaciones de taludes para canales excavados en diferentes tipos de materiales.

Los valores incluidos sólo dan una idea de los taludes estables, y su empleo en el diseño es responsabilidad del proyectista. Lo recomendable es realizar pruebas de laboratorio para definir en cada caso el talud adecuado.

Con la pendiente para cada tramo y a partir de la sección propuesta, se calcula el gasto que es capaz de conducir el tramo correspondiente, mediante la expresión de **MANNING**:

$$Q_c = \frac{A R h^{2/3} s^{1/2}}{n} \dots\dots\dots (6.6)$$

Donde:

- Q_c = Gasto calculado para el tramo bajo análisis (m^3/s)
- A = Área hidráulica de la sección del canal (m^2)
- Rh = Radio hidráulico (m)
- s = Pendiente del canal en el tramo por analizar (Adimensional)
- n = Factor de fricción según la rugosidad de canal

TABLA 6.1
TALUDES RECOMENDADOS PARA CANALES

TIPO DE MATERIAL (Ref.2)		TALUD* t:1
Roca sana no estratificada		0.25:1
Roca estratificada ligeramente alterada		0.25 a 0.50:1
Roca alterada, arena arcillosa muy compacta (tepetate)		1.00:1
Grava angulosa		1.00:1
Arcilla dura o tierra con revestimiento de concreto		0.50 a 1.00:1
Arcilla blanda, arena arcillosa suelta (tepetate)		1.00 a 1.50:1
Arenisca blanda		1.50 a 2.00:1
Limo arenoso		1.50 a 2.00:1
Arenas y gravas con pocos finos		2.00:1
Arcilla saturada		3.00:1
SEGÚN EL U.S. BUREAU OF RECLAMATION (Ref.3)		TALUD RECOMENDADO* t:1
TIPO DE SUELO		
	TIRANTE < 1.2 m°	TIRANTE > 1.2 m°
Con pasto	0	0
Arcilla dura	0.50:1	1.00:1
Marga arcillosa y limosa	1.00:1	1.50:1
Marga arenosa	1.50:1	2.00:1
Arena	2.00:1	3.00:1
CANALES CON GRANDES FLUCTUACIONES DEL GASTO EN REGIONES SEMIARIDAS (Ref.3)		TALUD RECOMENDADO* t:
TIPO DE SUELO		
	TIRANTE < 1.0 m	TIRANTE > 1.0 m°
Con pasto	0.25:1	0.50:1
Arcilla dura	1.00:1	1.50:1
Marga arcillosa y limosa	1.50:1	2.00:1
Marga arenosa	2.00:1	3.00:1
Arena	3.00:1	4.00:1

* t:1 es t horizontal por 1 vertical

El radio hidráulico se obtiene de:

$$R_h = \frac{A}{P} \dots\dots\dots(6.7)$$

Donde:

P = Perímetro mojado de la sección (m)

"n" depende de la rugosidad de las paredes del canal y por lo tanto del material que las constituyen. En la Tabla 6.2 (Ref.2), se muestran los valores de "n" más empleados.

Una vez obtenido el gasto para la sección propuesta, se compara con el gasto pico de diseño. De esta comparación se puede tener uno de los tres siguientes resultados:

- $Q_p < Q_c$ La sección propuesta está sobrada. Para hacerla óptima se requiere disminuir la sección y/o la pendiente.
- $Q_p \sim Q_c$ La sección propuesta es geométricamente correcta.
- $Q_p > Q_c$ La sección propuesta es escasa. Se requiere incrementar la sección y/o la pendiente.

TABLA 6.2
VALORES DEL FACTOR DE FRICCIÓN "n"

TIPO Y DESCRIPCIÓN DEL CANAL	n MÍNIMO	n NORMAL	n MÁXIMO
A.- CANALES EXCAVADOS EN:			
a) Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recién terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de intemperizado	0.018	0.022	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
b) Tierra, con curvas y en régimen subcrítico			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pasto y algo de hierba	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas	0.030	0.035	0.040
4. Plantilla de tierra y mampostería en taludes	0.028	0.030	0.035
5. Plantilla rocosa y hierba en los taludes	0.025	0.035	0.040
6. Plantilla empedrada y taludes limpios	0.030	0.040	0.050
c) Excavado o dragado en línea recta			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Pocos arbustos en los taludes	0.035	0.050	0.050
d) Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Astillado e irregular	0.035	0.040	0.050
e) Abandonados, con hierva y arbustos, sucios			
1. Hierba densa tan alta como el tirante	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los taludes	0.040	0.050	0.080
3. Igual al anterior, con máximo escurrimiento	0.045	0.070	0.110
4. Denso de arbustos, con alto escurrimiento	0.080	0.100	0.140
B.- CANALES REVESTIDOS:			
a) Cemento			
1 Superficie lisa	0.10	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Concreto			
1. Terminado con llana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
5. Gunetado, buena sección	0.016	0.019	0.023
6. Gunetado, sección ondulada	0.016	0.022	0.025
7. Sobre roca, bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca, excavado irregular	0.022	0.027	
c) Plantilla de concreto terminada con llana y taludes de:			
1. Mampostería terminada con mortero	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería burda con mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería junteada y aplanada con mortero	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería junteada con mortero	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca a volteo	0.020	0.030	0.035

TABLA 6.2
VALORES DEL FACTOR DE FRICCIÓN "n"
(continuación)

TIPO Y DESCRIPCIÓN DEL CANAL	n MÍNIMO	n NORMAL	n MÁXIMO
B.- CANALES REVESTIDOS:			
d) Fondo de grava con taludes de:			
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025
2. Mampostería con mortero	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca a volteo	0.023	0.033	0.036
e) Mampostería			
1. Junteada con mortero	0.017	0.025	0.030
2. Seca	0.023	0.032	0.035
f) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
g) Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
h) Cubierta vegetal	0.030		0.050
C.- CONDUCTOS CERRADOS PARCIALMENTE LLENOS:			
a) Cemento			
1. Liso	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b) Concreto			
1. Alcantarillado recto libre de escombros	0.010	0.012	0.013
2. Alcantarillado con curvas, conexiones y algunos escombros	0.011	0.012	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Drenajes rectos con ventanas de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
5. No terminado, colado en cimbra de acero	0.012	0.013	0.014
6. No terminado, colado en cimbra de madera lisa	0.012	0.014	0.016
7. No terminado, colado en cimbra de madera burda	0.015	0.017	0.020
8. Tubo vitrificado para drenes, juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
c) Mampostería terminada con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
d) Metálicos (Ref.4)			
1. Tubería remachada y de acero en espiral	0.013	0.015	0.017
2. Semicirculares lisos	0.011	0.013	0.015
3. Semicirculares ondulados (corrugados)	0.023	0.024	0.030

En virtud de la dificultad de que el gasto calculado de la primera sección que proponga el proyectista coincida con el gasto pico, la selección de la geometría del canal implica una serie de interacciones hasta lograr la coincidencia de ambos gastos, variando la geometría de la sección. Esto hace del diseño un trabajo laborioso, particularmente cuando el proyectista carece de experiencia, sin embargo puede recurrirse a ordenadores personales que agilizan la labor.

En la Fig. 11, se muestra la carátula de una hoja de cálculo de ordenador personal, elaborada con un programa Microsoft Excel, que con la fórmula de MANNING determina el gasto que es capaz de conducir un canal, a partir de la geometría de su sección. El funcionamiento de esta hoja de cálculo es el siguiente:

Se introducen los siguientes datos de diseño:

- a) Gasto pico de diseño (m³/s)
- b) Tirante máximo tolerable "dmáx" (m)
- c) Ancho de plantilla propuesto "b" (m). Si la sección es triangular b = 0
- d) Talud t. Entendiendo que el talud es t horizontal por 1 vertical. Si la sección es rectangular t = 0
- e) Pendiente del tramo "S" en %, o las estaciones y elevaciones en m, del origen del tramo y del punto donde termina.
- f) Factor de fricción "n", según el material que se prevea para la plantilla y las paredes del tramo, de acuerdo con la Tabla 6.2.

La hoja de cálculo efectúa automática e instantáneamente las interacciones, a partir del tirante máximo, que se varía hasta lograr que $Q_c = Q_p$. Para cada interacción, la hoja muestra los valores calculados del gasto, el área hidráulica, el perímetro mojado, el radio hidráulico, la velocidad del flujo y el tirante utilizado. Cuando se efectúa la última interacción, aparece una señal que indica que el proceso está concluido; en este momento, el proyectista puede comparar el último tirante utilizado con el tirante máximo. Si resulta mayor, la sección propuesta es insuficiente para el gasto de diseño y el proyectista deberá modificar alguno o varios de los datos introducidos. Si el último tirante utilizado resulta menor que el máximo, la sección está sobrada, en cuyo caso el proyectista puede decidir si acepta la sección o si modifica los datos, hasta lograr una sección que lo satisfaga.

En la misma Fig. 11 se muestran las funciones contenidas en la hoja de cálculo.

Una vez seleccionada la sección del canal, se revisa el tirante crítico, para saber si el funcionamiento hidráulico se desarrollará en un régimen supercrítico o subcrítico. Debe evitarse el régimen supercrítico, pues éste puede inducir daños al canal.

Se ha establecido que:

$$\frac{Q_p^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \dots\dots\dots(6.8)$$

Donde:

- A_c = Área hidráulica crítica (m²)
- B_c = Ancho de la superficie libre crítica (m)
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Lo anterior equivale a que el parámetro llamado **Número de Froude**:

$$Fr = \frac{V}{\left(\frac{gA_c}{B_c} \right)^{1/2}} = \frac{V}{(gY_c)^{1/2}} \dots\dots\dots(6.9)$$

Donde:

- V = Velocidad del flujo (m/s)
- Y_c = Tirante hidráulico (A_c/B_c) crítico (m)

Sea igual que 1 cuando las variables V, A y B corresponden al tirante hidráulico crítico. Si $Fr < 1$ el escurrimiento es subcrítico y si $Fr > 1$, supercrítico.

En el régimen crítico se cumple también, que para una energía específica constante el gasto es máximo.

En el caso de una sección rectangular de ancho b, de la ecuación 6.8 el tirante crítico resulta:

$$dc = \left(\frac{Q^2}{gb^2} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(6.10)$$

En caso de una sección trapezoidal, no es posible obtener una ecuación que de manera directa permita determinar el tirante crítico, debiendo entonces proceder a la solución por tanteos de la ecuación 6.8. Una solución aproximada consiste en calcular el tirante crítico dcr de la ecuación 6.10, como si el canal fuera rectangular del mismo ancho de la plantilla trapezoidal y corregirlo. El tirante crítico en la trapezoidal sería:

$$dc = \left(1 - \frac{\sigma}{3} + 0.105 \sigma^2 \right) dcr \dots\dots\dots(6.11)$$

Donde $\sigma = t \, dcr/b$, siendo t el talud del canal.

Con dc se calculan A_c y Rh_c , y se obtiene la pendiente crítica (S_c):

$$S_c = 100 \left(\frac{n Q_p}{A_c Rh_c^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots(6.12)$$

Si $S_c < S_{real}$, entonces se tiene un régimen supercrítico y la sección del canal deberá modificarse para disminuir la velocidad del flujo.

También debe revisarse la sección del canal por velocidades permisibles, las que tienen por objeto, la mínima, evitar el depósito de sedimentos y el crecimiento de vegetación, y la máxima, prevenir el arrastre de material de la plantilla y de los taludes, así como mantener la estabilidad de la sección.

La velocidad mínima en un canal, se determina utilizando el criterio de la Fig. 12 (Ref. 5), que muestra la relación entre la concentración del material en suspensión en partes por millón en peso y el parámetro:

$$\left[\frac{V S}{w_{50}} \right] \dots\dots\dots(6.13)$$

Donde:

- V = Velocidad media del flujo
- S = Pendiente de energía
- w_{50} = Velocidad de caída del diámetro D_{50} del material

La velocidad de caída es la que alcanza una partícula que cae libremente en el seno de un líquido, cuando se iguala a la fuerza de resistencia con su peso sumergido, es decir, cuando el descenso se efectúa con velocidad uniforme. En la práctica, la Fig. 13 (Ref. 5) puede ayudar a estimar la velocidad de caída en la mayoría de los sedimentos.

A fin de evitar el depósito de sedimentos, el punto que representa a ambas características en la gráfica de la Fig. 12, debe quedar a la derecha de la línea; de lo contrario, deberá modificarse la sección del canal para incrementar la velocidad del flujo.

Para evitar el crecimiento de vegetación en canales no revestidos, se recomienda que la velocidad sea mayor de 0.40 a 0.50 m/s. La velocidad máxima en estos canales dependerá del tipo de suelo donde se excave. La Fig. 14 muestra las velocidades máximas permisibles para materiales no cohesivos, en función del tamaño del material y del tirante del flujo. Si la velocidad en el canal es mayor de la recomendada en esta figura, deberá modificarse su sección para lograr menor velocidad, o bien, revestir el canal para evitar la erosión.

En los canales revestidos, la velocidad máxima permisible depende del tipo de revestimiento que se utilice. En la Tabla 6.3 (Ref. 2) se dan valores máximos de velocidad en función del tipo de revestimiento y del tirante del flujo.

TABLA 6.3
VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE PARA CANALES REVESTIDOS EN m/s

TIPO DE REVESTIMIENTO	TIRANTE MEDIO (m)					OBSERVACIONES
	0.4	1.0	2.0	3.0	>5.0	
Recubrimiento sencillo De piedra de tamaño: 15 cm 20 cm	2.5 2.9	3.0 3.5	3.5 4.0	3.8 4.1	3.9 4.4	Si es en dos capas, multiplicar x 1.25
Mampostería junteada con Mortero de cemento:						
Tabique normal	1.6	1.9	2.2	2.4	2.5	
Piedra de poca resistencia	2.8	3.3	3.8	4.1	4.3	
Piedra de mediana resistencia	5.5	6.6	7.7	8.2	8.5	
Concreto hidráulico con f'c de:						Si el agua transporta sedimentos gruesos, disminuir estos valores
210 kg/cm ²	7.5	9.0	10.0	11.0	11.9	
170 kg/cm ²	6.6	8.0	9.2	10.0	10.6	
130 kg/cm ²	5.5	7.0	8.1	8.7	9.2	
110 kg/cm ²	5.0	6.0	6.9	7.5	8.0	
90 kg/cm ²	4.2	5.0	5.7	6.2	6.6	

7. DISEÑO DE TRANSICIONES

Cuando se requiere un cambio de la sección de un canal, ya sea porque reciba a otro afluente (ampliación), o porque desemboque en una alcantarilla (reducción), dicho cambio debe hacerse mediante una sección de transición, cuya geometría haga aceptables las alteraciones que se ocasionen en el perfil del flujo. Si el régimen es subcrítico, las transiciones deben reducir las pérdidas que significan aumentos de la altura del agua en el canal de aproximación; si es supercrítico, además de las pérdidas de energía debe tomarse en cuenta el efecto de las ondas superficiales estacionarias producidas por los cambios de dirección.

Mientras más graduales sean los cambios geométricos en las transiciones, las pérdidas de energía serán menores y más atenuadas las ondas, pero la transición será más costosa.

Cuando se tiene un régimen subcrítico, se requiere estimar la pérdida de energía por transición:

$$\left. \begin{aligned} h_{Lc} &= K_c \Delta h_v \\ h_{Le} &= K_e \Delta h_v \end{aligned} \right\} \quad (7.1)$$

Donde K_c y K_e son coeficientes de pérdida en contracción y expansión, respectivamente, y Δh_v es el incremento de carga de velocidad en el caso de una contracción o de disminución en el de una expansión. En la Tabla 7.1 se muestran valores de K_c y K_e para diferentes tipos de transiciones.

TABLA 7.1
COEFICIENTES DE PÉRDIDA PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSICIÓN

TIPO	K_c	K_e
Parabólica	0.10	0.20
Cilíndrica	0.15	0.25
Cuña	0.30	0.50
Recta	0.30	0.50
Abrupta	0.30	0.75

Una recomendación práctica es que la longitud de las transiciones sea tal que la línea recta que une las superficies libres del agua en sus secciones extremas tenga un ángulo menor de 12.5° respecto al eje de la transición.

Con la transición propuesta y seleccionado el coeficiente de pérdida, se calcula el perfil del agua, utilizando la ecuación de la energía. El perfil calculado debe ser gradual, de lo contrario, se modifica la geometría de la transición.

En la Fig. 15 se muestra una propuesta del U.S. Bureau of Reclamation para transiciones entre un canal trapecial y una tubería o viceversa (Ref. 6)

8. ALCANTARILLAS

8.1. GENERALIDADES

Las alcantarillas son los elementos de drenaje que se emplean para que el caudal de un cauce natural o de un canal, cruce por debajo de un elemento de operación terrestre, como es una pista, un rodaje o un camino.

Normalmente, son conductos de sección circular, abovedada o rectangular que pueden construirse con acero, concreto hidráulico y/o mampostería. El tamaño de su sección transversal depende de la magnitud del gasto de diseño y su longitud está en función del ancho del elemento por cruzar, incluidas sus respectivas franjas de seguridad, y del ángulo de esviaje de su eje respecto del elemento. Desde el punto de vista económico, lo ideal es que la alcantarilla sea normal al eje, pues se minimizan su longitud y su costo, aunque no siempre es conveniente forzar la perpendicularidad, pues es más importante procurar que la alcantarilla siga el alineamiento y la pendiente del cauce natural en línea recta, ya que cualquier cambio brusco de dirección en ambos extremos frenará la corriente teniéndose que incrementar la sección. La longitud de la alcantarilla puede reducirse elevando la salida arriba del fondo del cauce, pero en este caso, deben protegerse las terracerías aguas abajo. En la Fig. 16 se muestra en planta la posible localización del eje de una alcantarilla respecto al de una pista, así como con relación a la sección transversal de las terracerías.

La Fig. 17 ilustra los diferentes tipos de alcantarillas empleados en el país y que son, en términos generales, los siguientes:

- A. Tubos.-
 - a) De concreto hidráulico con sección circular
 - b) De acero liso con sección circular
 - c) De acero corrugado de sección circular
 - d) Tubo arco de acero corrugado
 - e) Arco de acero corrugado
- B. Cajones de concreto hidráulico
 - a) Cajón sencillo
 - b) Doble cajón
- C. Losas de concreto hidráulico
 - a) Sobre estribos de concreto
 - b) Sobre estribos de mampostería
- D. Bóvedas
 - a) De concreto hidráulico
 - b) De mampostería

La selección del tipo de alcantarilla depende de su tamaño y del costo de su construcción y/o instalación. Así, por ejemplo, si la alcantarilla es pequeña puede construirse con tubos de concreto precolado, de acero liso o corrugado, o bien con cajón de concreto colado en el sitio; si es de tamaño mediano, pueden usarse losas de concreto sobre estribos del mismo material o de mampostería; mientras que si es grande, pueden emplearse arcos de acero corrugado, o construirse bóvedas de concreto o de mampostería.

Debido a que las alcantarillas en los aeropuertos suelen ser largas, se recomienda que para su adecuado mantenimiento y limpieza, su diámetro nunca sea menor de 90 cm, aunque hidráulicamente, en ocasiones, queden sobradas. También se recomienda dotarlas de registros de visita, que permitan el acceso a su interior, procurando que su separación no sea mayor de 100 m. Estos registros no son necesarios si el tamaño de la alcantarilla permite el acceso desde sus extremos.

Además, para garantizar el buen funcionamiento del sistema y evitar erosiones de las terracerías, las alcantarillas deben complementarse con estructuras de entrada y salida como los muros de cabeza y aleros. En algunos casos, también se requieren dispositivos para protección contra los materiales o basura que pudieran obturarlas, así como estructuras en la salida para disminuir la energía del agua.

8.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

El diseño hidráulico de una alcantarilla depende del gasto pico, de la pendiente, de los materiales con los que se pretenda construirla, de la geometría de entrada, etc.

Generalmente se diseñan parcialmente llenas, es decir, a superficie libre, de manera que operen como un canal, con un tirante máximo ($d_{\text{máx.}}$) de 80% de su altura o de su diámetro (D), por lo que los criterios aplicados para el diseño hidráulico de canales son válidos para las alcantarillas.

De esta manera, el proyectista propone el tipo de alcantarilla, su geometría, su pendiente y los materiales que se emplearán, y calcula el gasto que es capaz de conducir, utilizando la fórmula de MANNING con los factores de fricción "n" contenidos en la Tabla 6.2.

Si la sección propuesta es rectangular, el área hidráulica y el perímetro mojado pueden calcularse con las siguientes expresiones:

$$A = b d \text{(8.1)}$$

$$P = b + 2d \text{(8.2)}$$

Donde:

b = Ancho de la alcantarilla (m)

d = Tirante (m)

Si la sección es circular, para calcular su área y su perímetro deberán emplearse las siguientes ecuaciones:

$$A = r^2 \text{ ang sen } \frac{d-r}{r} + (d-r) \left(r^2 - (d-r)^2 \right)^{1/2} + \frac{\pi r^2}{2} \text{(8.3)}$$

$$P = 2r \text{ ang sen } \frac{d-r}{r} + \pi r \text{(8.4)}$$

Donde "r" es radio de la alcantarilla, $r = D/2$ (m)

Las secciones con geometría diferente a las mencionadas, requieren de la integración de su área en función de la variabilidad del tirante, para calcular sus correspondientes áreas hidráulicas y perímetros mojados, sin embargo, algunos fabricantes proporcionan ábacos para su cálculo.

El gasto calculado se compara con el gasto de diseño y si resultan similares, la alcantarilla será la correcta, pero si resulta mayor, estará sobrada y el proyectista podrá decidir si la acepta o la mejora reduciendo su sección o su pendiente. Si el gasto calculado es menor al gasto de diseño, la alcantarilla propuesta es insuficiente, debiéndose incrementar su sección.

La selección de la sección de las alcantarillas también implica una serie de interacciones hasta lograr la coincidencia de ambos gastos. Este trabajo se agiliza con el empleo de los ordenadores personales. En las Figs. 18 y 19 se muestran las carátulas de hojas de cálculo elaboradas con el programa Microsoft Excel, para alcantarillas de sección rectangular o circular, incluyendo las funciones empleadas en cada caso. El funcionamiento de estas hojas de cálculo es similar al descrito para la de los canales.

Una vez seleccionada la geometría de la alcantarilla, debe revisarse la velocidad del flujo en su interior, con los criterios utilizados para los canales, tanto en lo referente a la velocidad mínima como a la máxima.

8.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLAS

Aunque el diseño estructural de las alcantarillas está fuera de los alcances de estos apuntes, ya que lo deberá realizar un estructurista, deben hacerse aquí algunos comentarios de carácter general.

En primer lugar, ha de tomarse en cuenta que la principal diferencia entre un puente y una alcantarilla estriba en que la superestructura del primero constituye la superficie de rodamiento, mientras que en la alcantarilla siempre existirá un "colchón" de material entre ésta y dicha superficie, que en el caso más extremo se constituye con las capas del pavimento.

El tipo de alcantarilla más empleado en los aeropuertos es el de tubo de concreto precolado, las Normas Mexicanas (Ref. 7) especifican sus características estructurales para los diámetros comerciales; la Fig. 20 muestra las de los tubos de concreto simple y reforzado. El proyecto de estas alcantarillas puede expresarse mediante planos tipo, como el mostrado en la Fig. 21

En los casos de losas y cajones de concreto, así como de bóvedas de mampostería, se utilizan proyectos "tipo", que con base en el ancho (luz), la altura de la alcantarilla y el espesor del "colchón", definen sus características estructurales, incluyendo las de sus estribos y aleros de mampostería o concreto (Ref. 8). En México, estos proyectos tipo fundamentan los diseños en una carga viva producida por camiones, por lo que para utilizarlos con otras cargas, deben hacerse los ajustes pertinentes. Los proyectos de estas alcantarillas pueden expresarse en planos "tipo" como los mostrados en las Figs. 22 a 26.

En algunas ocasiones, ha sido necesario diseñar alcantarillas especiales para resolver ciertos problemas específicos. A continuación, se describen algunos ejemplos:

A) Colectores para la Ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.-

Una opción para resolver el problema del Sistema Aeroportuario del Valle de México, era la ampliación del aeropuerto actual, construyendo nuevos elementos de operación terrestre en la zona del exvaso del lago de Texcoco, que se ubica al norte del aeropuerto. La Fig. 27 ilustra la ubicación de la ampliación.

El terreno en esta zona es sensiblemente plano, con suelos arcillosos muy plásticos, poco resistentes y muy deformables, prácticamente vírgenes (Ref. 9), con gran cantidad de sales y el nivel freático superficial

Esta zona funciona actualmente como vaso regulador del drenaje del suroeste de la ciudad, por lo que la construcción de la ampliación requerirá, en primer lugar, la construcción de obras exteriores que mejoren este drenaje, y en segundo, la de un bordo perimetral que evite el acceso del agua al predio, el que evitaría a su vez la salida natural del agua de lluvia que caiga en su interior. Por esto, y debido a lo plano del terreno, el sistema de drenaje proyectado (Ref. 10) consta de canales y de un alcantarillado (colectores) subterráneo, con longitud de 12 km, de tubos de concreto de 0.76 a 1.52 m de diámetro, para captar y conducir el agua hasta cárcamos donde almacenarla en tanto se extraiga del predio mediante bombeo. En la Fig. 28 se muestra el sistema de drenaje proyectado.

Para el diseño de los colectores, se tomó en cuenta que quedarían bajo el nivel freático, lo que implica que, si se emplean tubos convencionales de concreto, se tendrán infiltraciones del agua freática que llegará hasta las plantas de bombeo, las que tendrán que funcionar constantemente, con incremento del costo de operación y dificultando su mantenimiento. Además, el alto contenido de sales en el suelo disminuirá notablemente la durabilidad de los tubos. Por estas razones, en cerca de cinco kilómetros los colectores se diseñaron como tubos de presión, para garantizar su impermeabilidad y evitar el acceso del agua freática. Estos tubos deberán fabricarse con concreto presforzado, utilizando cemento tipo V, con alta resistencia al ataque de las sales.

En suelos como éstos, el proyectista debe poner especial cuidado en los procedimientos constructivos de los colectores ya que durante la excavación, para alojar los tubos de gran diámetro a las profundidades que se requieren, pueden presentarse fallas de fondo.

B) Alcantarilla de Doble Bóveda para el Aeropuerto de Colima.-

La pista del aeropuerto de Colima cruza una barranca de 37 m de profundidad, por la que corre el arroyo La Huerta, que en época de lluvia tiene un caudal de hasta 140 m³/s. Para salvarla se construyó una alcantarilla de concreto armado, constituida por dos bóvedas adosadas de 4 m de claro, 4.5 m de altura en los muros de la sección de entrada, 3 m en la sección típica y techo curvo de 2 m de radio, lo que produce una altura total de 6.5 m a la entrada y 5 m en el resto (Fig. 29).

Sobre esta alcantarilla se construyó un terraplén de 30 m de altura, con arenas arcillosas, gravas y fragmentos chicos y medianos. Para transmitir la mayor parte de las cargas del relleno a las zonas adyacentes a la alcantarilla, aligerando las cargas que actúan sobre ella, se provocó el fenómeno de arqueo en el terraplén. Para lograrlo, se construyó éste a todo lo largo de la alcantarilla y lo ancho de la barranca o sea, a la anchura de la pista incluyendo las franjas de seguridad y sus taludes, mediante el procedimiento que se muestra en la Fig. 30 (Ref. 9).

Para el diseño estructural, se estimaron las cargas que soportaría la estructura al lograrse el arqueo, y mediante el Método del Elemento Finito se simuló, tanto el arqueo como la influencia del proceso constructivo (Ref. 11). Con este método se calcularon las deformaciones de la estructura para los diferentes estados de las cargas impuestas y se obtuvieron las magnitudes de los esfuerzos y momentos a los que la estructura estaría sujeta, lo que permitió dimensionar los elementos estructurales. En las Fig. 31 se muestran los diagramas de momentos y las deformaciones para cada condición de análisis y para el caso más desfavorable.

C) Alcantarilla de mampostería para el Aeropuerto de Bahías de Huatulco.-

En el aeropuerto de Bahías de Huatulco, Oax, la pista cruza el arroyo El Zapote, para salvarlo se proyectó originalmente, una alcantarilla de concreto reforzado, de geometría similar a la de una de las bóvedas del caso anterior, pero dada la dificultad de disponer en el sitio, del equipo y la mano de obra calificada, se decidió diseñar una alcantarilla de mampostería, con el propósito de aprovechar la piedra existente en el lugar, y la abundancia de mano de obra no calificada de la región.

En virtud de su tamaño y de que la mampostería no soporta tensiones, fue necesario elaborar un diseño especial en el que la estructura estuviera sujeta sólo a esfuerzos de compresión, por lo que la sección de la alcantarilla resultó de forma parabólica. La Fig. 32 muestra la geometría de la alcantarilla, que es la más grande de mampostería que se ha construido en los aeropuertos mexicanos.

9. ELEMENTOS ESPECIALES DE DRENAJE

9.1. ESTRUCTURAS DE ENTRADA EN ALCANTARILLAS

Las estructuras de entrada tienen el propósito de proteger a las terracerías contra la erosión y de encauzar el agua al interior de la alcantarilla. Se ha observado que la forma de estas estructuras influye en el propio funcionamiento de la obra, de allí la importancia que tiene el hecho de que la entrada sea de bordes redondeados o angulosos.

En la Fig. 33 se ilustran los tipos más usuales de estructuras de entrada, que pueden ser de muros rectos, en forma de "L", o con aleros.

El muro recto se emplea en alcantarillas pequeñas con pendientes reducidas, cuando el eje de la corriente coincide con el de la alcantarilla. Si existe un cambio brusco en la dirección del flujo, se utiliza el muro en "L". Cuando los flujos son grandes, y la alcantarilla funciona parcialmente llena, la estructura con aleros admite mayor cantidad de agua, incrementando su capacidad y reduciendo el coeficiente de pérdida por entrada. El ángulo de inclinación del alero tiene poca importancia, pero siempre debe hacerse respecto al eje del escurrimiento y no hacerlo según el eje de la alcantarilla.

9.2. ESTRUCTURAS DE SALIDA EN ALCANTARILLAS

El objetivo de las estructuras de salida es también proteger a las terracerías y a la propia alcantarilla contra la erosión.

Sería ideal que la velocidad del flujo dentro de la alcantarilla fuera igual a la que tenía en el cauce antes de que ésta se construyera, sin embargo no es siempre posible, por lo que la estructura de salida debe contribuir a controlar la velocidad del flujo a la descarga, lo que hace que a veces no sean iguales las estructuras de entrada y de salida.

Cuando la alcantarilla es pequeña y la velocidad a la descarga es baja, pueden emplearse muros de cabeza rectos, aunque no establezcan buena transición entre la alcantarilla y el canal. Si la velocidad es moderada, pueden usarse estructuras con aleros, que originan una mejor transición. El ángulo de transición (β), puede determinarse con la expresión de **IZZARD**:

$$\tan\beta = \frac{1}{2Fr} = \frac{(gd)^{1/2}}{2V} \dots\dots\dots(9.1)$$

Donde:

- d = Tirante del escurrimiento en la alcantarilla (m)
- V = Velocidad media en la alcantarilla (m/s)

Cuando las velocidades de descarga son grandes, pueden producirse remolinos en los extremos de las estructuras, particularmente si la alcantarilla es más angosta que el cauce a la salida. Si la velocidad de salida es mayor que la velocidad máxima en el cauce, éste deberá protegerse mediante un revestimiento inmediato a la descarga, en una longitud de cuando menos 6 m, y un dentellón en su extremo, a una profundidad tal que evite la erosión del material abajo del revestimiento. Si la velocidad de descarga es muy grande, para entregar el agua al cauce con baja velocidad, se requiere amortiguar la energía del flujo provocando el salto hidráulico al final de la descarga, para lo que se pueden construir umbrales o tanques amortiguadores como los mostrados en la Fig. 34.

Los umbrales se deben localizar a la mitad del espacio entre los aleros y con una altura no menor que la mitad de la de la alcantarilla. Se recomienda la construcción de un revestimiento en el canal, con su respectivo dentellón inmediatamente después del umbral, con una longitud mínima de 3 m.

Los tanques amortiguadores se emplean cuando la velocidad de salida es mayor de 5.5 m/s, o si el material del canal es muy susceptible a la erosión. En ambos casos, también puede construirse un delantal inclinado que contribuya a la formación de un salto hidráulico, o bien, una

salida de cucharón que arroje el chorro lo suficientemente lejos para evitar daños a las terracerías. Otra opción es alejar de las terracerías la descarga mediante un tramo de tubo de mayor diámetro que la alcantarilla, cuya sección, si es posible, conviene que se amplíe gradualmente.

Un inconveniente del empleo de umbrales o de tanques amortiguadores, es la posibilidad de azolvamiento, por lo que debe tenerse especial cuidado de mantener las estructuras libres de sedimentos y basura.

Si la alcantarilla descarga sobre roca o suelo muy resistente, eventualmente podrá prescindirse de la estructura de salida, siempre después de evaluar los daños que se pudieran generar.

9.3. DISIPADORES DE ENERGÍA

Existen situaciones diferentes a las antes comentadas, en que es necesario abatir la energía del agua para lograr un funcionamiento hidráulico adecuado, como sucede en el entronque entre dos canales que conducen caudales de diferente magnitud y velocidad, y que al unirse puede ocasionar trastornos que afecten a la estructura, por lo que para evitar cualquier daño, se requiere reducir la energía del caudal mayor. Este caso ocurre en la unión de los canales laterales de la pista del aeropuerto de Puerto Escondido, Oax. (Fig. 35), la que se drena mediante dos canales revestidos con concreto hidráulico, denominados lateral derecho y lateral izquierdo, que se unen aguas abajo en uno solo, también revestido con el mismo material y que descarga en el cauce de un arroyo.

El canal izquierdo, que se inicia al término de la alcantarilla que cruza la isleta entre los rodajes, con una elevación similar a la del canal derecho, desciende desde su inicio hasta aproximadamente 10 m bajo el nivel de la gota de la pista. Por su parte, el canal derecho tiene una pendiente prácticamente igual a la de la pista, y al llegar a la altura de su gota, baja rápidamente hasta su entronque con el canal izquierdo. En la Fig. 36, se muestra un esquema de los perfiles de ambos canales, donde se ve que de acuerdo con sus secciones, aunque el canal derecho tiene menor gasto, su pendiente es mucho mayor que la del otro y por tanto también su energía, de manera que si no se abate hasta lograr que se igualen, pueden producirse en su unión, turbulencias o alteraciones que pondrían en riesgo la estructura. La solución fue construir en el canal derecho una caída con un tanque amortiguador en su extremo, ubicada según se muestra en la Fig. 37.

Como también se observa en la Fig. 36, después de la unión de los canales, el canal único, que descarga en el cauce del arroyo, baja rápidamente con una pendiente todavía mayor que la del canal derecho, incrementando significativamente la energía y la velocidad del flujo desde el entronque. Para evitar alteraciones importantes en el material arenoso del cauce, que pudieran generar una erosión remontante bajo el propio canal, destruyendo su estructura, fue necesario construir antes de la descarga un segundo tanque amortiguador (Fig. 38), con el propósito de abatir la energía del agua a niveles tolerables y se protegió además el cauce mediante un delantal de mampostería.

Existen otros tipos de disipadores de energía, como el de impacto, desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation (Ref. 12), que consiste en una cámara de concreto reforzado a la que ingresa el flujo con alta velocidad, interponiéndosele un muro transversal que por el impacto contra éste y por difusión turbulenta provoca la disipación de la energía. Este tipo de difusor se recomienda para gastos menores de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y con velocidades inferiores a 15 m/s .

9.4. CÁRCAMOS DE ALMACENAMIENTO

Si el gasto acumulado por el sistema de drenaje es tan grande que no se pueda desalojar del aeropuerto tan pronto como se produzca, es necesario almacenarlo mientras se descarga por bombeo, de forma programada según la posibilidad de admitirlo del drenaje exterior. Dicho almacenamiento se hace en depósitos subterráneos, llamados cárcamos, que deben tener capacidad para contener los volúmenes drenados por el sistema interior cuando ocurra la tormenta de diseño.

Las dimensiones de un cárcamo se determinan igual que las de un tanque de agua potable, de acuerdo a las leyes de entradas y de salidas, que pueden ser de tipo uniforme o variable y que usualmente se representan por medio de hidrogramas.

En el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se cuenta con varios cárcamos que se descargan mediante plantas de bombeo, las que exigen un cuidadoso mantenimiento y que representan un alto costo de operación.

9.5. ESTRUCTURAS DE CONTROL

En el caso de la construcción del aeropuerto de Campeche, comentado en párrafos anteriores, se analizó la problemática que se habría presentado en la ciudad, de no haberse adoptado las medidas pertinentes cuando se ocuparon los terrenos inundables que regulando el gasto aportado por las cuencas aledañas contribuían a evitar la sobrecarga del canal que cruza la población.

El rescate de estos terrenos se logró mediante un bordo perimetral que evita el ingreso al predio de las aguas ajenas, pero que al mismo tiempo impide su drenado natural, por lo que fue necesario construir, dentro del aeropuerto, un cárcamo de bombeo cuya adecuada ubicación permite operarlo y mantenerlo con facilidad y economía.

Al construir este bordo, la capacidad natural de regulación se redujo significativamente. Para restablecerla, se examinaron las siguientes soluciones: construir otro bordo que interceptara el flujo hacia la población y que provocaría un embalse aguas arriba, cuya descarga se haría por bombeo, pero como la planta quedaría situada fuera del predio del aeropuerto, su operación y mantenimiento serían difíciles y costosos, lo que hizo que se desechara esta solución. Se considero también regular el flujo mediante una compuerta que se cerraría y abriría para captar y posteriormente descargar el embalse, en la medida de la capacidad del canal. Esta opción también se rechazó por la misma dificultad para la operación y mantenimiento de la estructura. Por último, la solución consistió en la construcción de una sección de control (Fig. 39) que en todo momento permite el paso del gasto que es capaz de drenar el canal, provocando, cuando el aporte de las cuencas sea mayor, un embalse aguas arriba.

9.6. BORDILLOS, CUNETAS Y LAVADEROS

Los bordillos, cunetas y lavaderos (Ref.13), constituyen obras complementarias de drenaje, que tienen como principal objetivo, proteger a las terracerías en contra de la erosión.

Los bordillos son pequeños bordos de concreto hidráulico o asfáltico, que cuando los materiales empleados en las terracerías son muy susceptibles a la erosión, se colocan en los hombros de los terraplenes, con el propósito de evitar que el agua que escurre sobre las franjas de seguridad o sobre la corona del terraplén, escurra también sobre los taludes, y encauzar el flujo hacia bajadas construidas en sitios estratégicos sobre ellos. La altura de los bordillos debe ser suficiente para que no los rebase el agua almacenada. En México se utilizan generalmente bordillos de sección trapecial Fig. 40.

Los lavaderos, son pequeños canales de concreto hidráulico o mampostería, a los que se conectan los bordillos y que bajan por los taludes, para conducir el agua de lluvia que escurre por la corona de los terraplenes hasta lugares alejados, en donde ya sea inofensiva. Generalmente tienen pendientes muy fuertes. En los caminos se construyen sobre los terraplenes y sobre los lados de terraplén de los cortes en balcón, usualmente a la entrada y a la salida del corte o en los lados interiores de curvas en terraplén. En los tramos de caminos en tangente o en los elementos de operación terrestre, se colocan cada 60 ó 100 m, dependiendo de la pendiente longitudinal de la rasante y de la precipitación pluvial en la zona. En la Fig. 41, se muestra un lavadero típico de mampostería. La capacidad necesaria de los lavaderos depende de la separación entre ellos, del gasto total que escurre por los bordillos y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral de entrada, cuya longitud puede calcularse con la expresión propuesta por **IZZARD**:

$$L_u = \frac{Q}{0.386 (a + y)^{3/2}} \dots\dots\dots(9.2)$$

Donde:

- L_u = Longitud del umbral de entrada al lavadero (m)
- Q = Gasto que llega al lavadero y ha de descender por él (m^3/s)
- a = Desnivel entre la corona del terraplén y la sección más deprimida del umbral de entrada (m). Generalmente es del orden de 0.06 m
- y = Tirante de escurrimiento sobre la corona del terraplén, en una sección próxima al umbral de entrada (m)

Las cunetas son pequeños canales que se construyen en los caminos, principalmente en el extremo del acotamiento en donde exista corte, y en contacto inmediato con éste. Tienen el propósito de captar los escurrimientos pluviales propios del talud, del terreno natural arriba del corte, y de la corona del camino si éste tiene una pendiente transversal hacia el corte, para encauzarlos fuera de la zona. En la Fig. 42 se muestra la geometría y la disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento.

9.6. SUBDRENES

Al terminar de construir las terracerías de los elementos de operación terrestre, queda formada una caja donde se alojará el pavimento, en la que se propicia la acumulación del agua de lluvia sobre la subrasante durante la construcción o del agua que se infiltra a través de las fisuras o grietas de la superficie de rodamiento en la etapa de operación, con el consecuente peligro de saturarla, disminuyendo su resistencia e incrementando su deformabilidad, por lo que, si los materiales de las terracerías y/o los del terreno natural no son lo suficientemente permeables, se proyecta un sistema de subdrenaje que facilite la salida del agua, que consiste en colocar bajo la orilla de los pavimentos de los acotamientos y por abajo del nivel de desplante de la subrasante, un subdren longitudinal, paralelo al eje del elemento de operación terrestre, que capte el agua atrapada en la caja del pavimento.

El subdren normalmente se construye con tubos de concreto hidráulico de 15 cm de diámetro, perforados para permitir el acceso del agua a su interior (Fig. 43), y embebidos en un material permeable que, para evitar el arrastre de las partículas del suelo, tiene características de filtro. Como las capas inferiores del pavimento y el material de filtro son más permeables que la subrasante, el agua escurrirá sobre ésta hacia los lados del elemento de operación terrestre hasta caer al subdren, donde escurrirá longitudinalmente hasta las salidas, que son tubos de penetración del mismo material pero sin perforaciones, que corren por abajo y transversalmente a las franjas de seguridad para descargar el agua en sitios bajos fuera de las terracerías.

Es conveniente que en la conexión del subdren con los tubos de salida se construyan registros que permitan la inspección y limpieza de los tubos. Asimismo, se recomienda colocar las salidas a cada 60 m, pero nunca a más de 100 m. Cuando éstas descarguen sobre el talud de un terraplén y el flujo drenado sea importante o constante, es necesario construir pequeños lavaderos que desalojen el agua desde la descarga del tubo hasta el pie del talud, a fin de evitar erosiones en el terraplén.

También puede ser necesario un sistema de subdrenaje para abatir el nivel de aguas freáticas, alejándolas de la estructura del pavimento, pero debido a que los subdrenes operan por gravedad, su construcción requiere de un desnivel entre ellos y la descarga de los tubos de salida. Cuando no es posible lograr dicho desnivel, no tienen sentido los subdrenes y entonces, el pavimento debe proyectarse tomando en cuenta que sus materiales tendrán que convivir con el agua freática o, en su caso, con el agua atrapada. Tal es el caso, comentado anteriormente, de la ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

10. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

1. HORONJEFF, R., "Planning and Design of Airports", McGraw - Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
2. SOTELO, G., "Hidráulica General", Vol II, Esguerramiento a superficie libre, Editorial Limusa, México
3. KINORI, B.Z., "Manual of Surface Drainage Engineering", Vol. I, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 70
4. KING, H.W., "Handbook of Hydraulics", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 1954.
5. C.F.E., "Manual de Diseño de Obras Civiles", Fascículo A.2.9.: Esguerramiento a superficie libre, Comisión Federal de Electricidad - Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1980
6. SIMONS, JR.W.P., "Hydraulic Design of Transition of Small Canals", Engineering Monograph, Nº 33, Department of the Interior, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 1965
7. NORMAS SCT, "Normas de Calidad de los Materiales para Carreteras y Aeropistas", Libro 4, Parte 01, Título 02, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 1985
8. DGPL, SOP, "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje", Dir. General de Proyectos y Laboratorios, Extinta Secretaría de Obras Públicas, México, 1963
9. ELIZONDO, A.M., "Terracerías en Aeropuertos", Casos 1 y 3, XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen 2, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México 1987
10. RODRIGUEZ R.H., "Proyecto Específico del Sistema de Drenaje para la Ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México", VII Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, México, 1986
11. BAROUSSE, M. "Diseño y Comportamiento de una Alcantarilla Bajo un Terraplén Alto en el Aeropuerto de Colima, "XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Volumen 1, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México 1987
12. U.S. B. OF R., "Design of Small Dams", U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1962
13. RICO. A., "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Volumen 2, Editorial LIMUSA, México, 1978
14. SOTELO, G., "Hidráulica General", Vol I, Fundamentos, Editorial Limusa, México, 1974
15. DOMINGUEZ, F.J., "Hidráulica", Cuarta Edición, Editorial Universitaria, Universidad de Chile, Chile, 1974
16. SOTELO. G., "Drenaje en Carreteras y Aeropuertos", Publicación 315 del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1973
17. SPRINGALL, R., "Drenaje en Cuencas Pequeñas", Informe 143, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1967

11. FIGURAS

- Fig. 1 CUENCAS DE CAMPECHE
- Fig. 2 ESTRUCTURAS MAS USUALES
- Fig. 3 CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO
- Fig. 4 PARTES DE UNA CUENCA
- Fig. 5 HIDROGRAMA
- Fig. 6 DETERMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE
- Fig. 7 CUENCA QUE APORTARA A LA ISLETA
- Fig. 8 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN EN AEROPUERTOS
- Fig. 9 SECCIONES TÍPICAS DE CANALES Y TRINCHERAS
- Fig. 10 DATOS DE CURVAS HORIZONTALES
- Fig. 11 HOJA DE CALCULO PARA CANALES
- Fig. 12 VELOCIDAD MÍNIMA PERMISIBLE EN CANALES
- Fig. 13 VELOCIDAD DE CAÍDA w_c PARA DIFERENTES TAMAÑOS DE PARTÍCULAS DE CUARZO
- Fig. 14 VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE EN MATERIALES NO COHESIVOS
- Fig. 15 TRANSICIONES EN CANALES PEQUEÑOS
- Fig. 16 LOCALIZACIÓN DEL EJE DE UNA ALCANTARILLA RESPECTO AL EJE DE UNA PISTA
- Fig. 17 TIPOS DE ALCANTARILLAS EMPLEADOS EN MÉXICO
- Fig. 18 HOJA DE CALCULO PARA ALCANTARILLAS CON SECCIÓN RECTANGULAR
- Fig. 19 HOJA DE CALCULO PARA ALCANTARILLAS CON SECCIÓN CIRCULAR
- Fig. 20 TUBOS DE CONCRETO SIMPLE Y REFORZADO PARA ALCANTARILLAS
- Fig. 21 PLANO TIPO DE ALCANTARILLAS DE TUBO DE CONCRETO
- Fig. 22 PLANO TIPO DE ALCANTARILLAS DE LOSA DE CONCRETO
- Fig. 23 PLANO TIPO DE GUARNICIONES PARA LOSA DE CONCRETO
- Fig. 24 PLANO TIPO DE ESTRIBOS DE MAMPOSTERÍA PARA LOSAS DE CONCRETO
- Fig. 25 PLANO TIPO DE ALCANTARILLAS DE CAJÓN DE CONCRETO
- Fig. 26 PLANO TIPO DE ALCANTARILLAS DE BÓVEDA DE MAMPOSTERÍA
- Fig. 27 LOCALIZACIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
- Fig. 28 SISTEMA DE DRENAJE DE LA AMPLIACIÓN DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
- Fig. 29 GEOMETRÍA DE LA ALCANTARILLA LA HUERTA
- Fig. 30 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TERRAPLÉN SOBRE LA ALCANTARILLA LA HUERTA
- Fig. 31 MOMENTOS Y DEFORMACIONES OBTENIDOS POR EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO PARA LA ALCANTARILLA LA HUERTA
- Fig. 32 ALCANTARILLA DE MAMPOSTERÍA DEL AEROPUERTO DE BAHÍAS DE HUATULCO, OAXACA
- Fig. 33 ESTRUCTURAS DE ENTRADA EN ALCANTARILLAS
- Fig. 34 ESTRUCTURAS DE SALIDA CON AMORTIGUAMIENTO
- Fig. 35 CANALES DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
- Fig. 36 PERFILES DE LOS CANALES DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
- Fig. 37 DETALLE DE LA UNIÓN DE LOS CANALES DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
- Fig. 38 TANQUE AMORTIGUADOR N° 2 DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
- Fig. 39 SECCIÓN DE CONTROL
- Fig. 40 GEOMETRÍA DE LOS BORDILLOS
- Fig. 41 LAVADERO TÍPICO DE MAMPOSTERÍA
- Fig. 42 GEOMETRÍA Y DISPOSICIÓN DE CUNETAS
- Fig. 43 SUBDREN TIPO

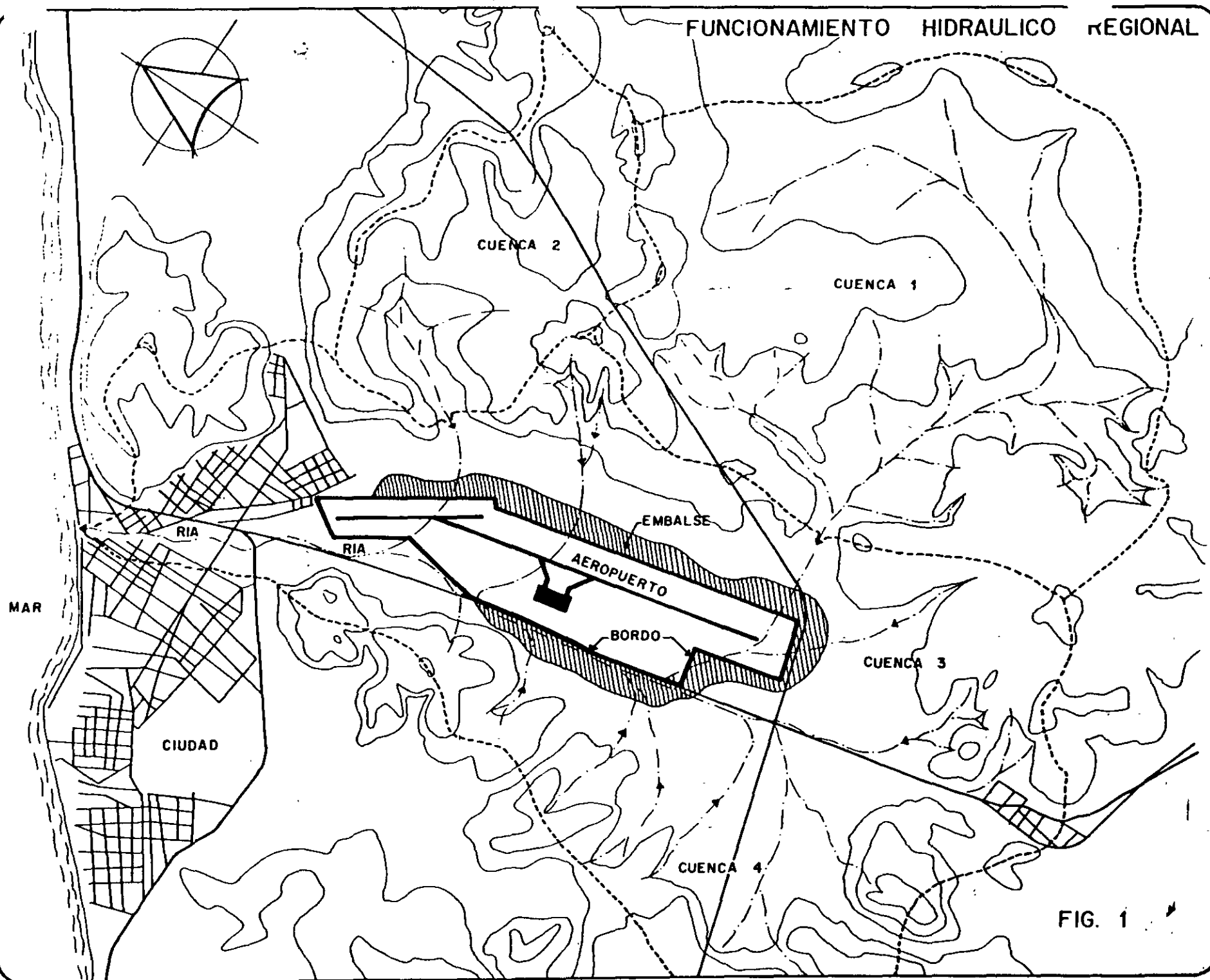


FIG. 1

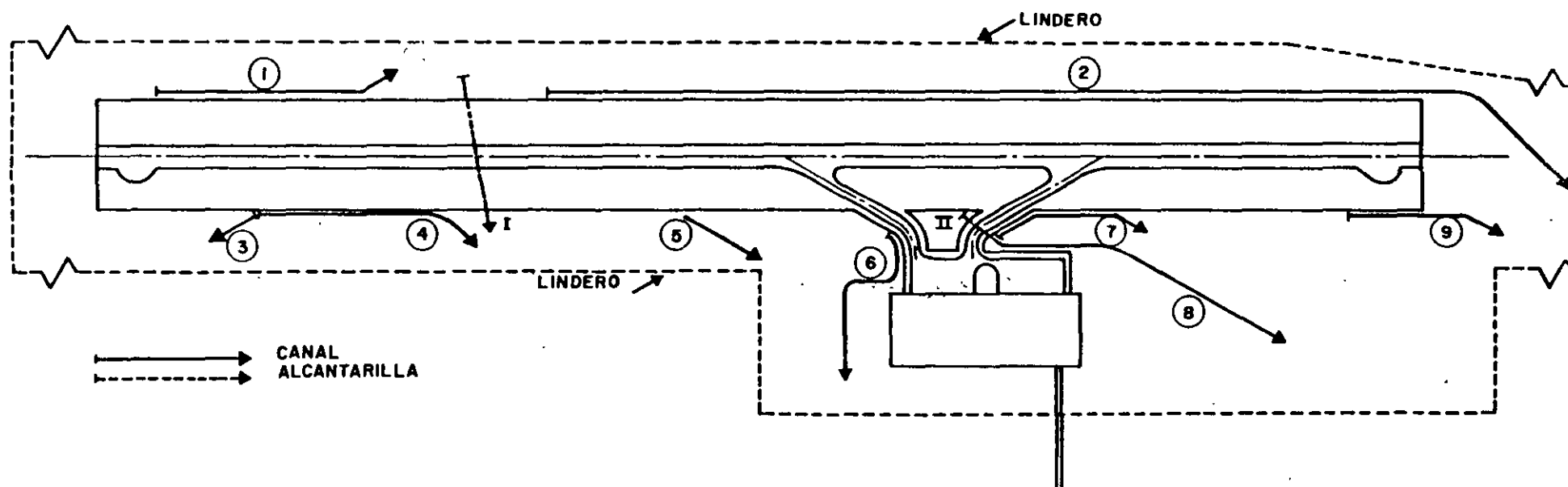


FIG. 2 OBRAS DE DRENAJE TIPICAS EN UN AEROPUERTO

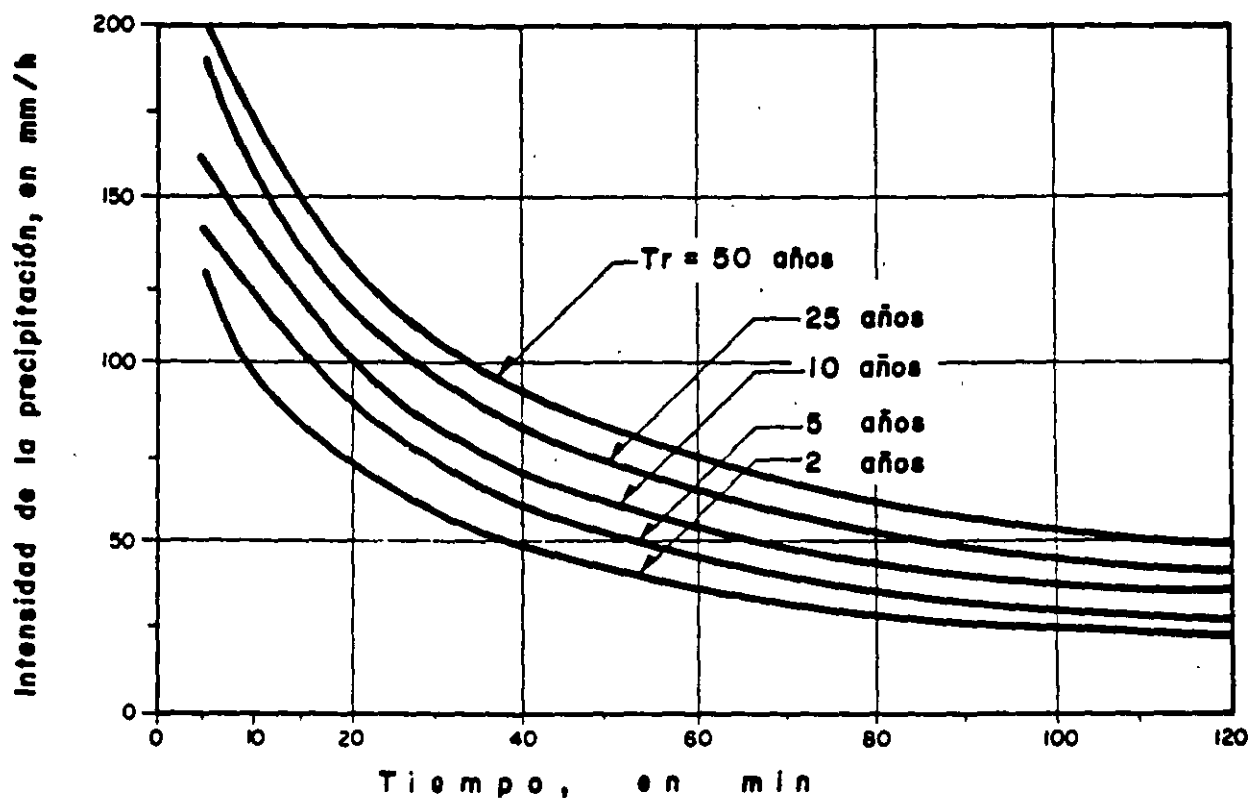


FIG. 3 CURVAS INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

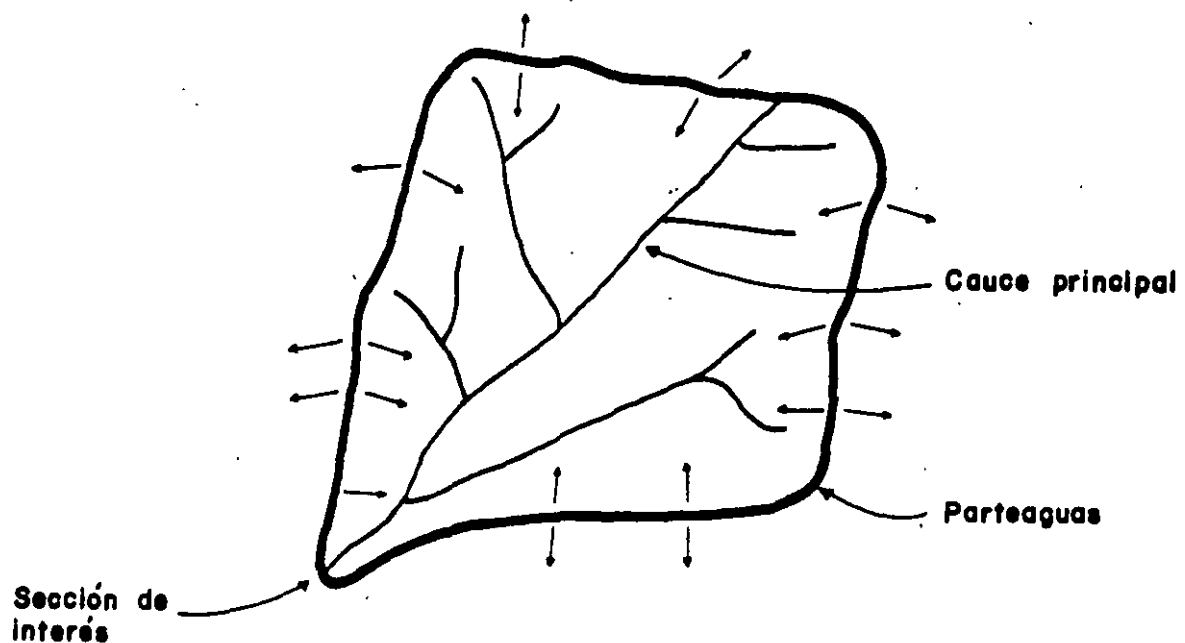


FIG. 4 PARTES DE UNA CUENCA

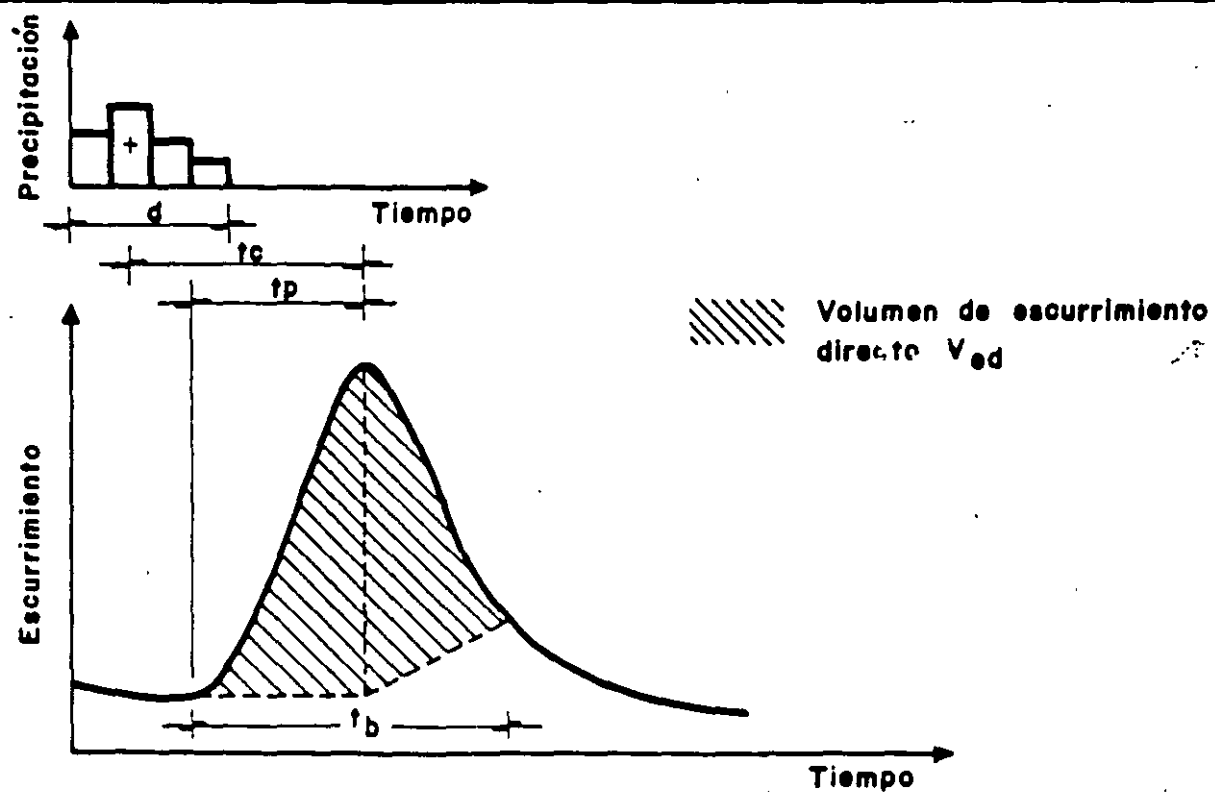


FIG. 5 PARAMETROS DE UN HIDROGRAMA

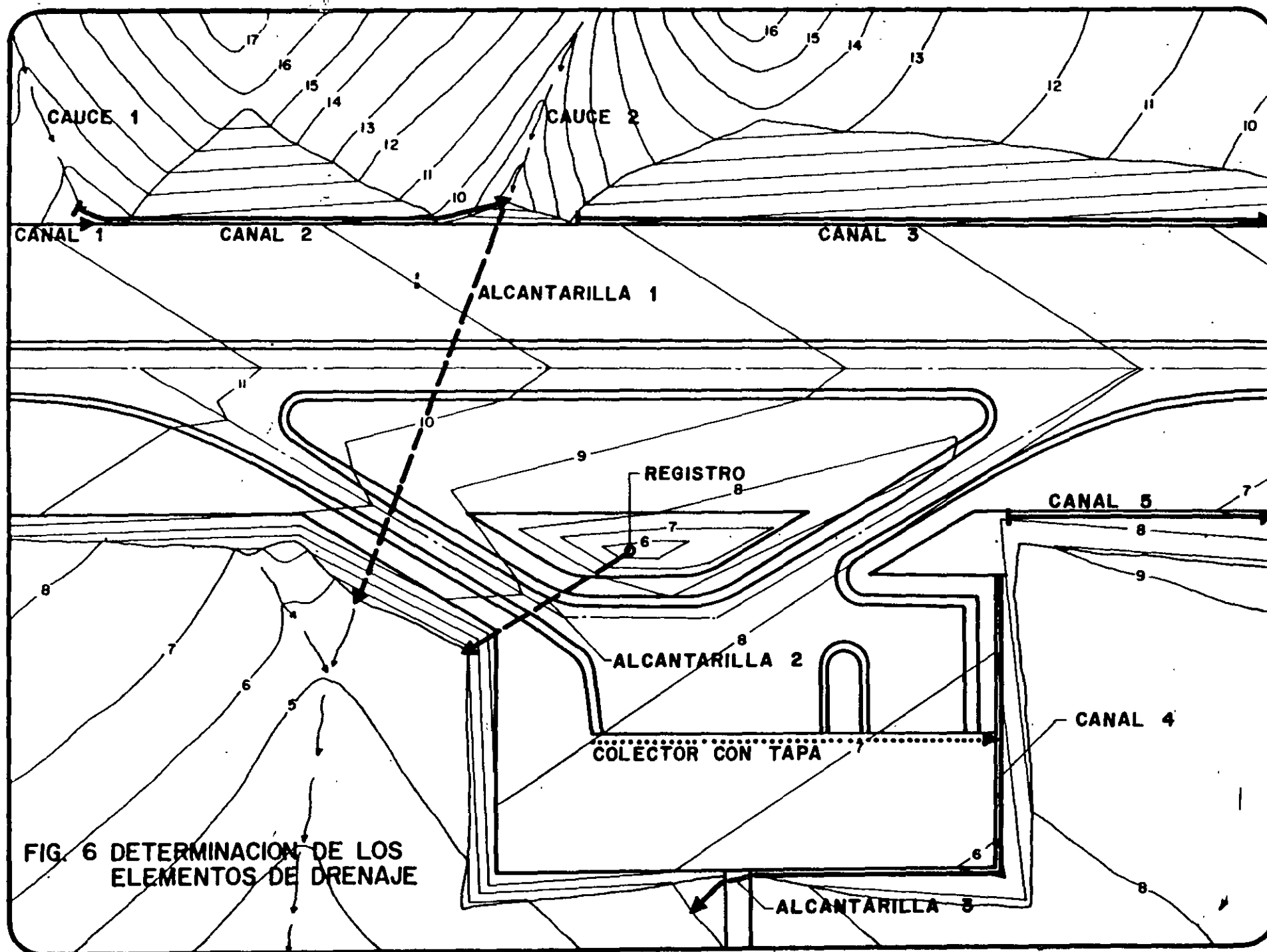
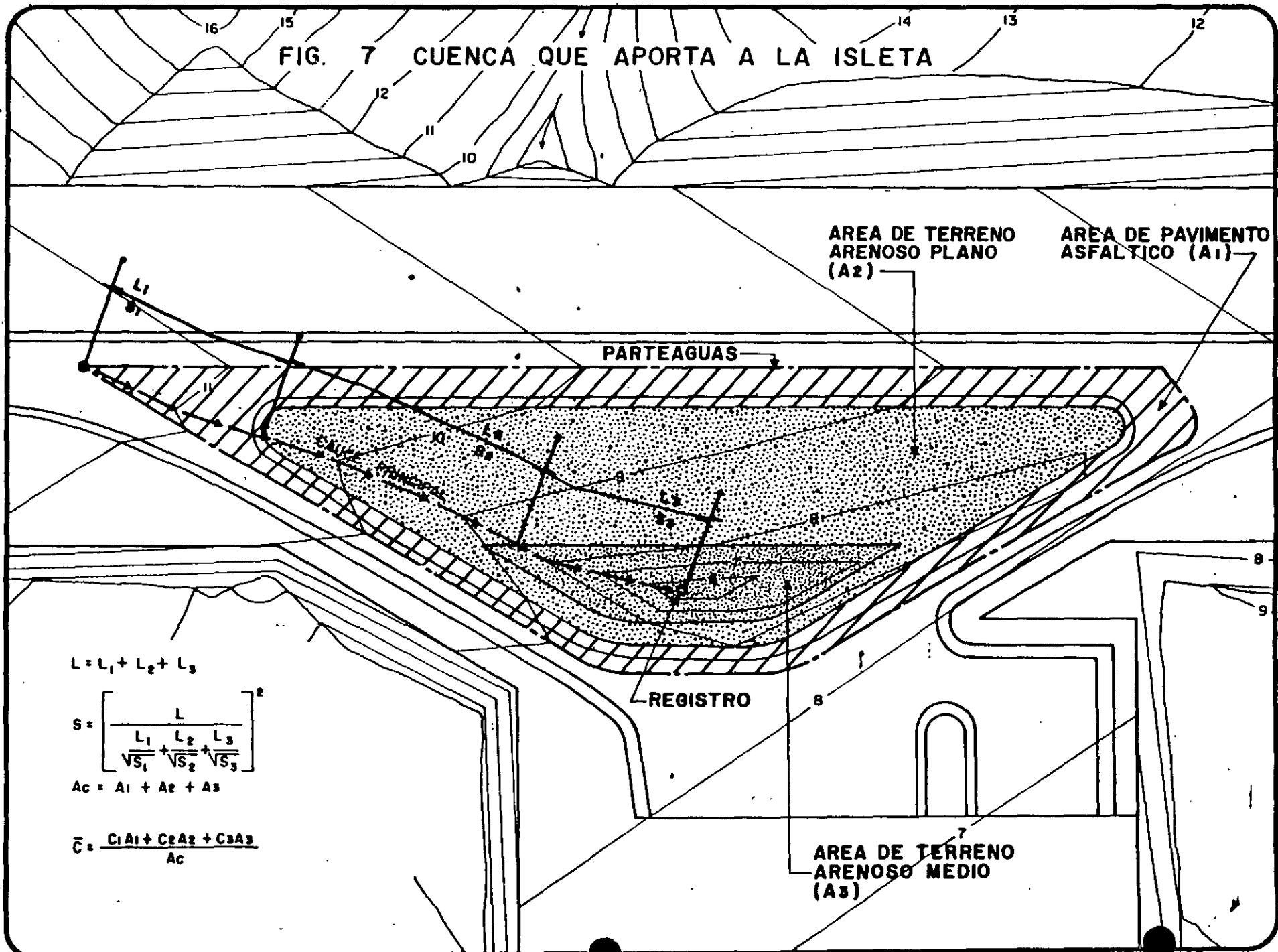
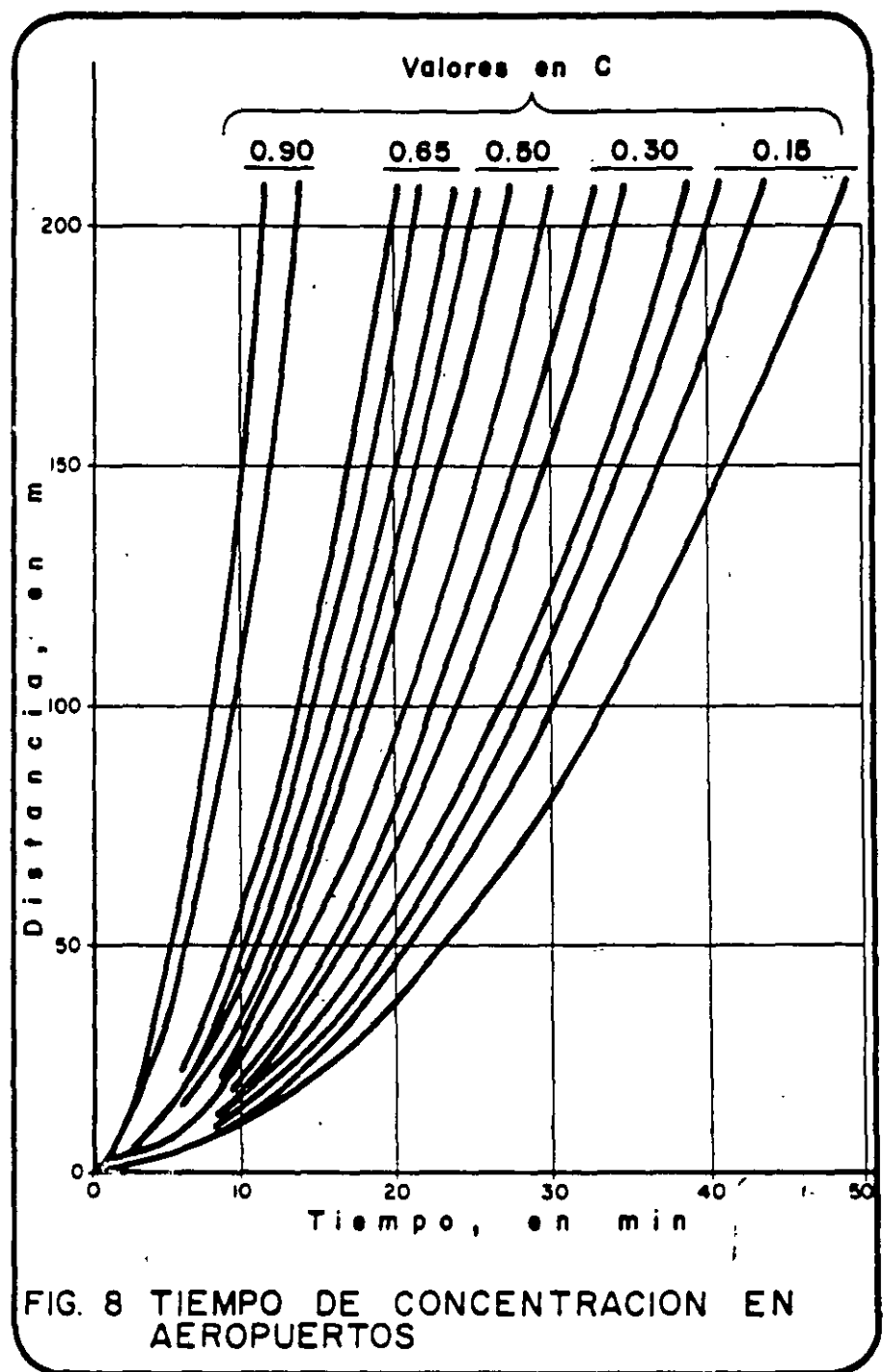
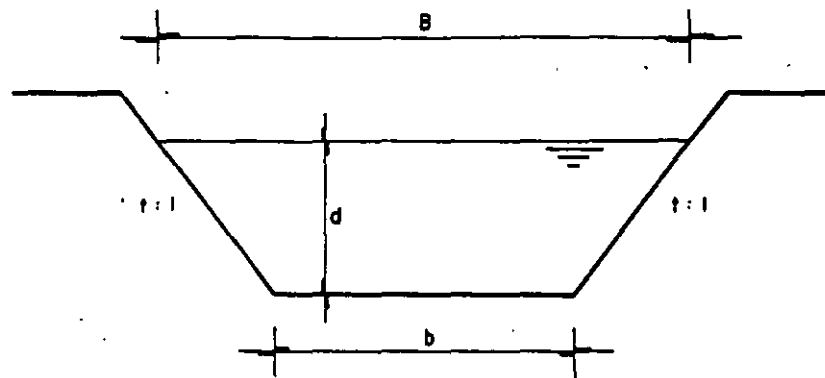


FIG. 6 DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE

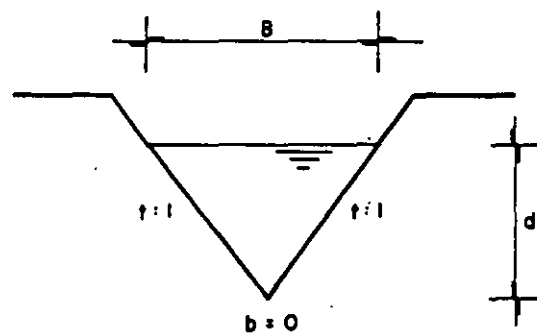
FIG. 7 CUENCA QUE APORTA A LA ISLETA



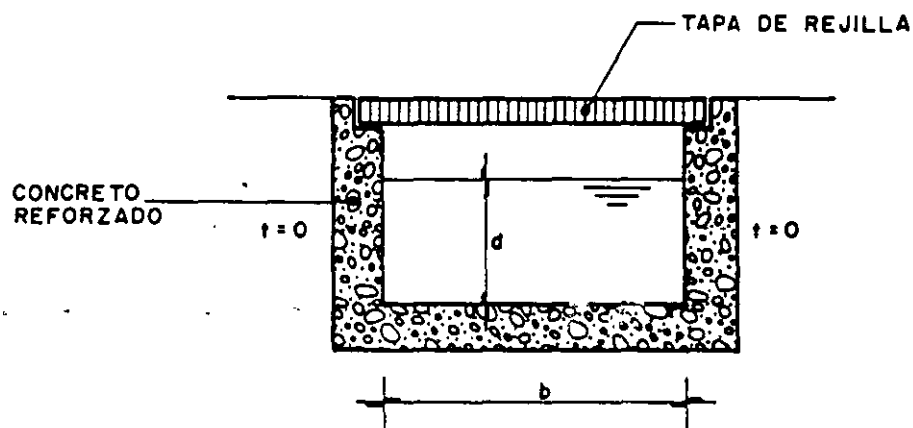




a) CANAL DE SECCION TRAPEZIAL



b) CANAL DE SECCION TRIANGULAR



c) TRINCHERA CON TAPA

FIG. 9 SECCIONES TIPICAS DE CANALES Y TRINCHERAS

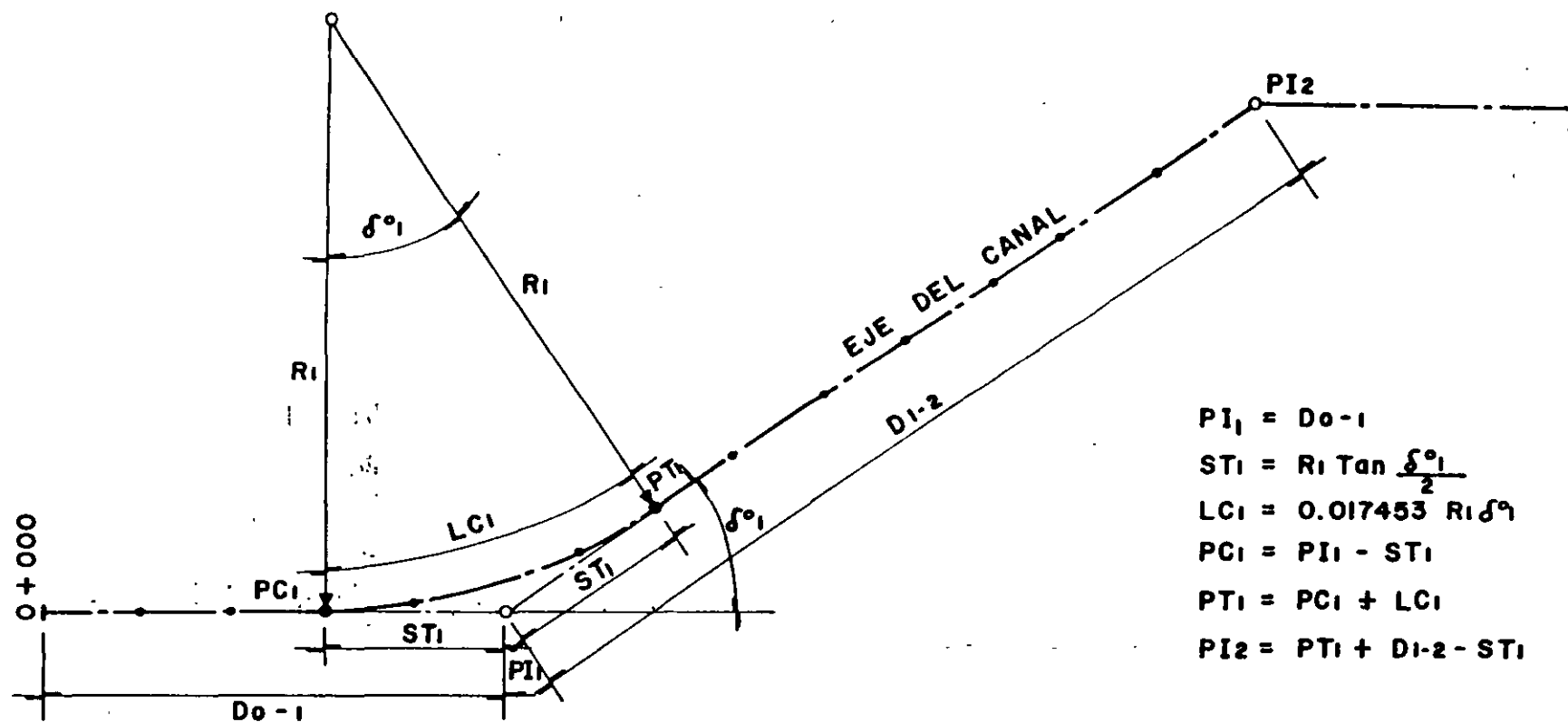


FIG. 10 DATOS DE CURVAS HORIZONTALES

FIG. 11 HOJA DE CÁLCULO PARA CANALES

DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

"CANAL"
13-Sep-99

OBRA :
CANAL:

DATOS	CÁLCULOS						
	TIRANTE UTILIZADO d (m)	NOTA	GASTO CALCULADO Qc (m³/s)	ÁREA A (m²)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO Rh (m)	VELOCIDAD V (m/s)
Qdis = 0,497 m³/s	0,860	EN PROCESO	1,782	1,969	4,101	0,480	0,905
dmax = 0,86 m	0,430	EN PROCESO	0,444	0,707	2,550	0,277	0,628
b = 1,00 m	0,645	EN PROCESO	0,985	1,269	3,326	0,382	0,776
t = 1,50 : 1	0,538	EN PROCESO	0,685	0,971	2,938	0,330	0,705
S = 0,049 %	0,484	EN PROCESO	0,557	0,835	2,744	0,304	0,667
EST. 1 = m	0,457	EN PROCESO	0,499	0,770	2,647	0,291	0,648
ELEV. 1 = m	0,443	EN PROCESO	0,471	0,738	2,599	0,284	0,638
EST. 2 = m	0,450	EN PROCESO	0,485	0,754	2,623	0,287	0,643
ELEV. 2 = m	0,454	EN PROCESO	0,492	0,762	2,635	0,289	0,645
n = 0,015	0,455	EN PROCESO	0,495	0,766	2,641	0,290	0,647
s = 0,0005	0,456	TERMINADO	0,497	0,768	2,644	0,290	0,647

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES											
2												
3	*CANAL*			OBRA :								
4	13-Sep-99			CANAL:								
5												
6												
7	DATOS		CÁLCULOS									
TIRANTE UTILIZADO			NOTA	GASTO CALCULADO	ÁREA	PERÍMETRO	RADIO	VELOCIDAD				
d (m)				Qc (m³/s)	A (m²)	MOJADO	HIDRÁULICO	V (m/s)				
						P (m)	Rh (m)					
8												
9												
10												
11	Qdis =	m³/s	(2)	(4)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)		
12	dmax =	m	(3)	(5)	(12)		
13	b =	m		
14	t =	: 1		
15	S =	%		
16	EST. 1 =	m		
17	ELEV. 1 =	m		
18	EST. 2 =	m		
19	ELEV 2 =	m		
20	n =			
21	s =	(1)		
22				
23				

- (1) =SI(D\$20=0;"":SI(D15<>0;(D15/100);(SI((D18-D16)=0;0;(D17-D19)/(D18-D16))))))
- (2) =SI(D\$11=0;"":SI(D\$12=0;"":SI(D\$13=0;"":SI(D\$20=0;"":D\$12))))
- (3) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(100*F11+0,0005)>=TRUNCAR(100*D\$13);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);F11+M11/2;SI(TRUNCAR(1000*D\$11)<TRUNCAR(1000*H11);F11-M11/2;""))))
- (4) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);"OJO
a>dmax";SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H11);"TERMINADO";"EN PROCESO")))
- (5) =SI(ESTEXTO(F12);"":SI(TRUNCAR(100*(F12+0,0005))=TRUNCAR(100*D\$13);"INSUFICIENTE";SI(F12>D\$12;"OJO
d>dmax";SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H12);"TERMINADO";"EN PROCESO"))))
- (6) =SI(ESTEXTO(F11);"":J11*L11)
- (7) =SI(ESTEXTO(F11);"":(F11^2*D\$14)+(F11*D\$13))
- (8) =SI(ESTEXTO(F11);"":D\$13+2*(RAIZ(((F11*D\$14)^2)+(F11^2))))
- (9) =SI(ESTEXTO(F11);"":J11/J11)
- (10) =SI(ESTEXTO(F11);"":((K11^(2/3))*(D\$21^(1/2)))/D\$20)
- (11) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);D\$13-F11;F11))
- (12) =SI(ESTEXTO(F12);"":M11/2)

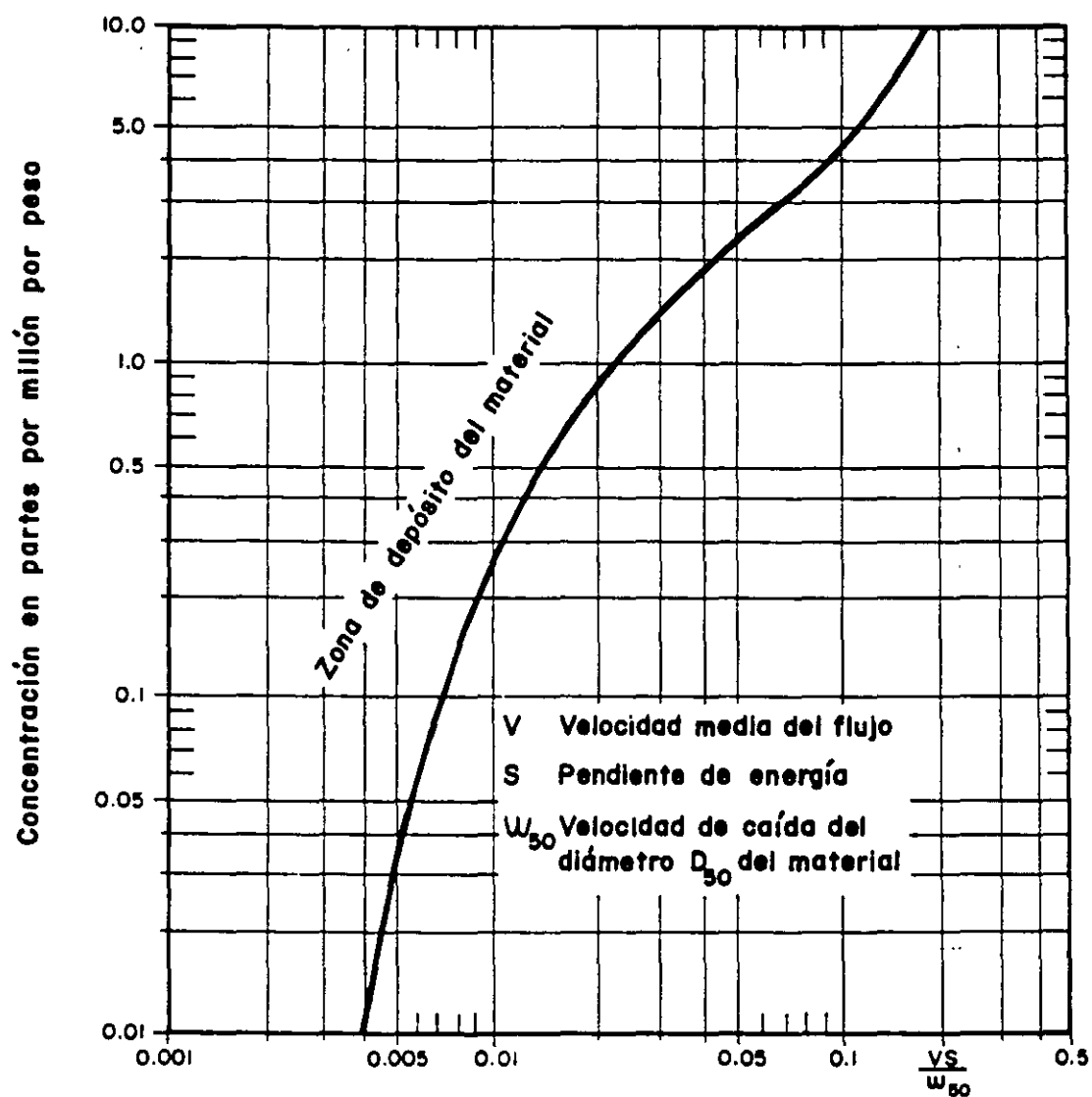


FIG. 12 VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE EN CANALES

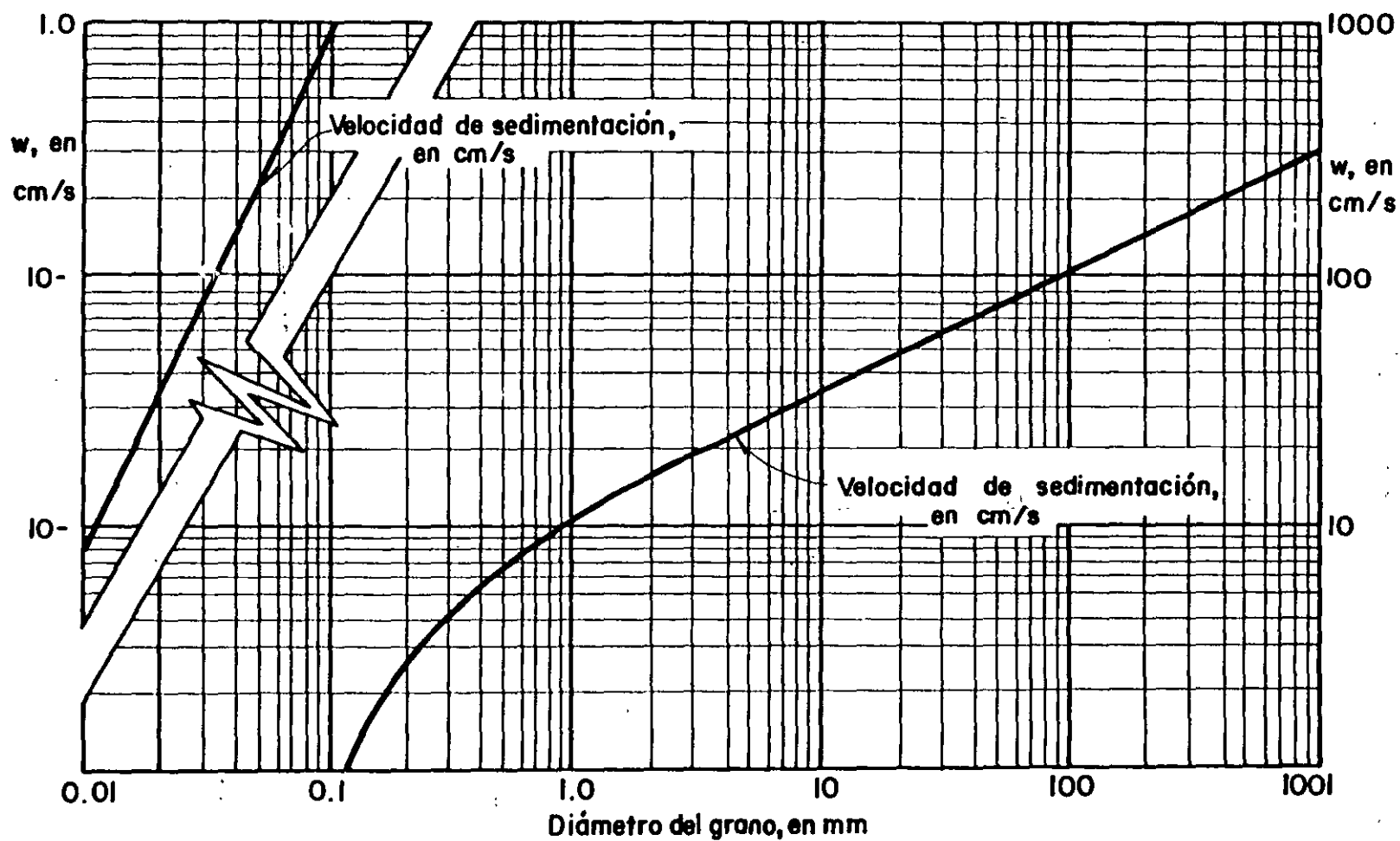


FIG. 13 VELOCIDAD DE CAIDA w , PARA DIFERENTE TAMAÑO DE PARTICULAS DE CUARZO

Clasificación de suelos según el Departamento de Agricultura de E.E.U.U.

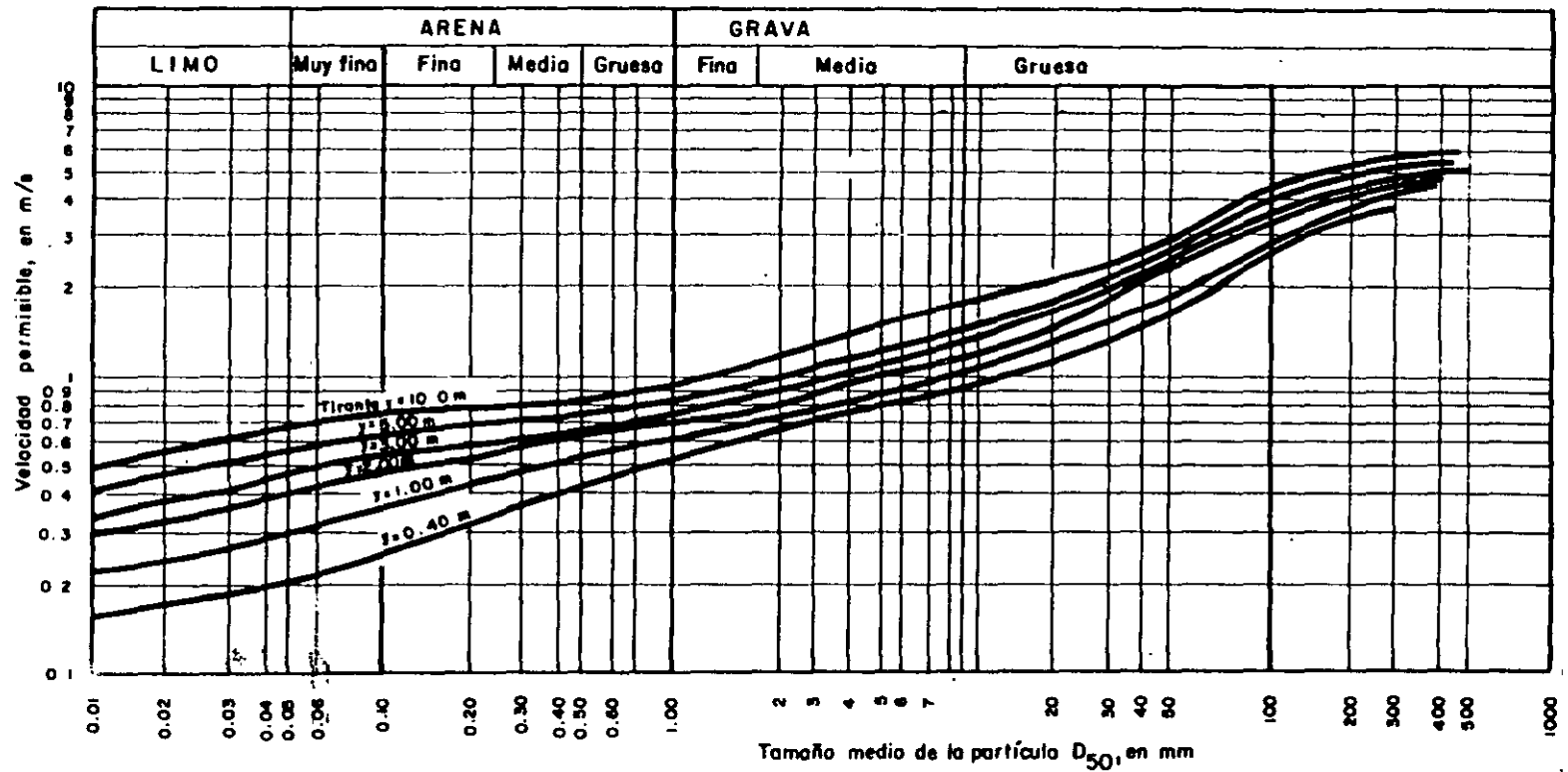
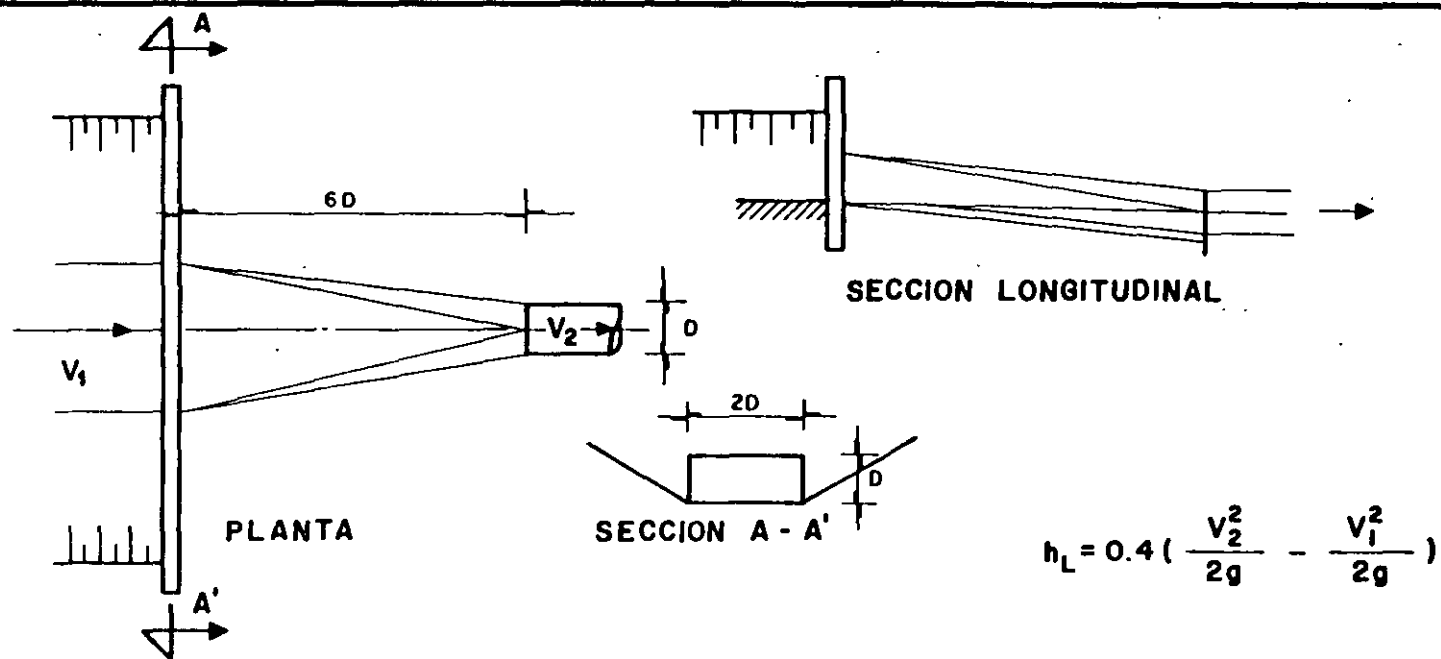
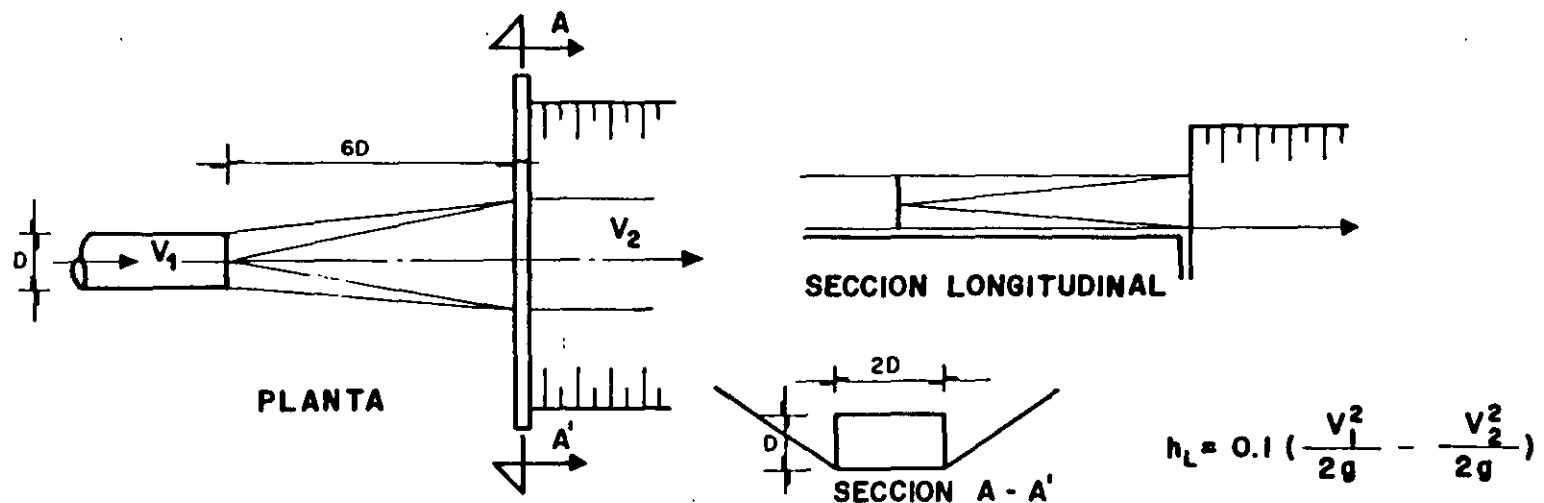


FIG. 14 VELOCIDAD MAXIMA PERMISIBLE EN MATERIALES NO COHESIVOS



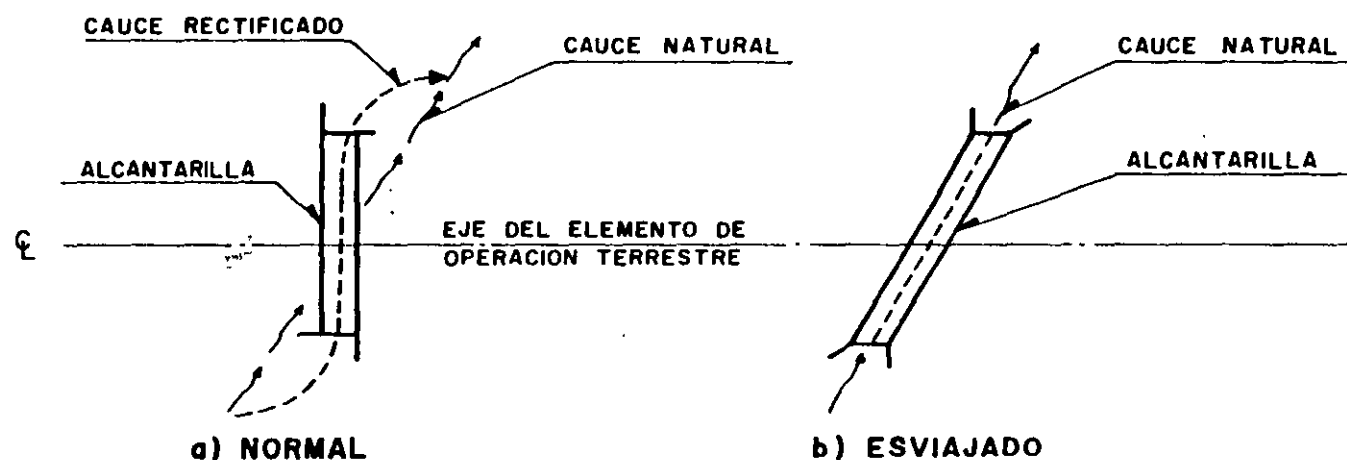
a) Transición de canal trapecial a tubo



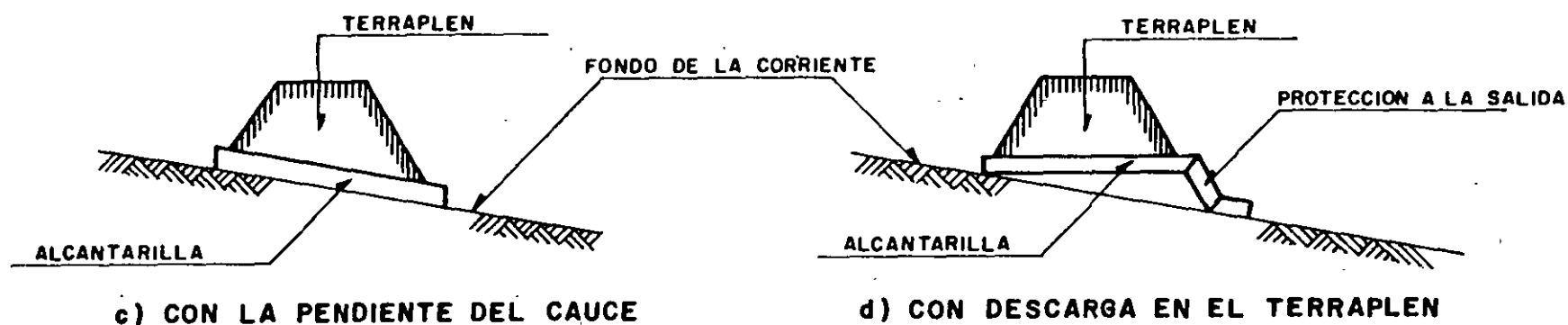
b) Transición de tubo a canal trapecial

h_L Pérdida por transición

FIG. 15 TRANSICIONES EN CANALES PEQUEÑOS



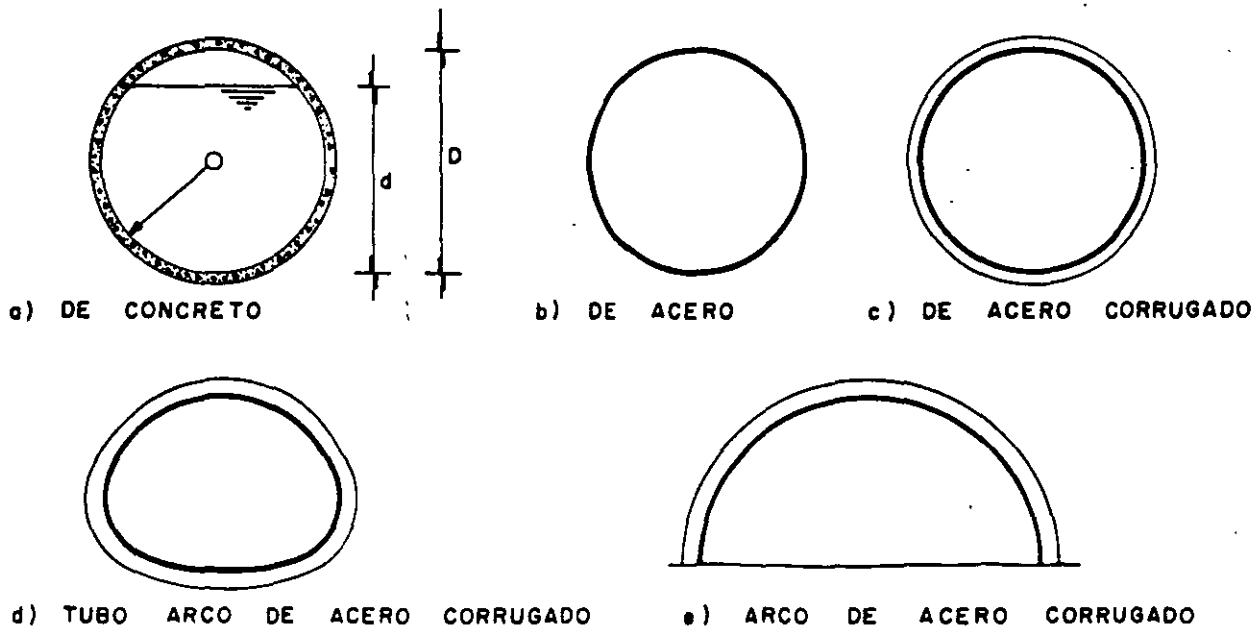
LOCALIZACION DE LA ALCANTARILLA RESPECTO AL EJE DEL ELEMENTO DE OPERACION TERRESTRE



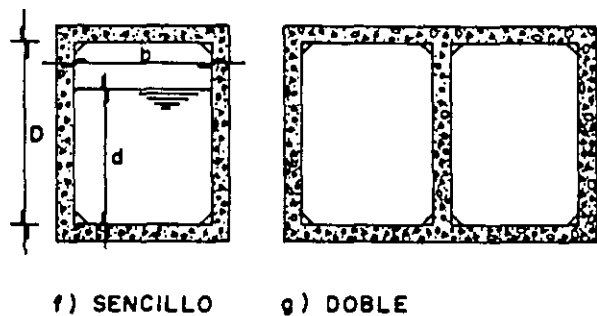
LOCALIZACION DE LA ALCANTARILLA EN RELACION A LA SECCION TRANSVERSAL DEL TERRAPLEN

FIG. 16 LOCALIZACION DEL EJE DE UNA ALCANTARILLA.

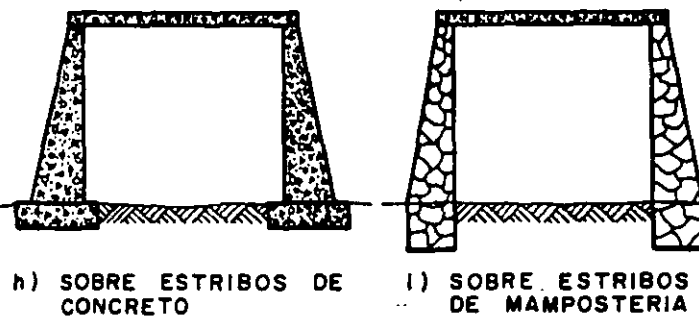
A. TUBOS



B. CAJONES DE CONCRETO REFORZADO



C. LOSAS DE CONCRETO



D. BOVEDAS

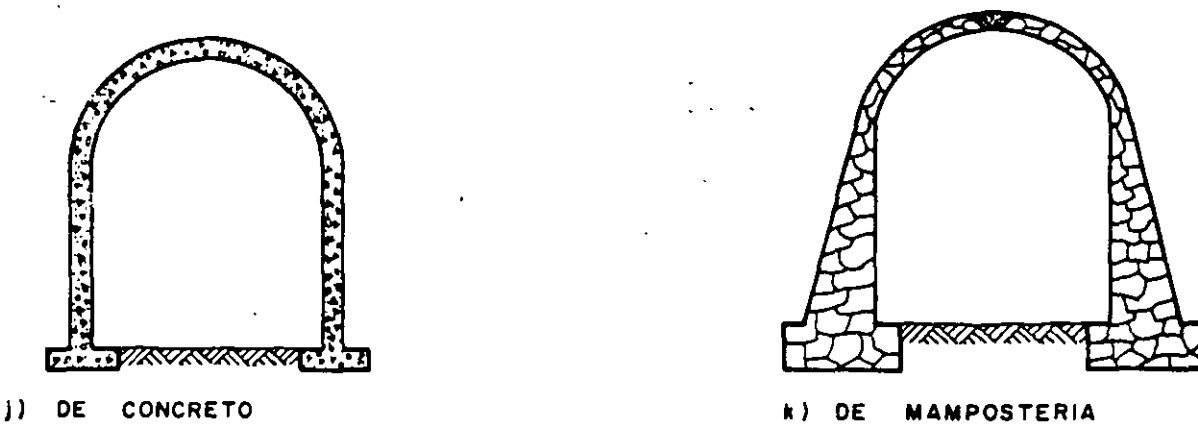


FIG. 17 TIPOS DE ALCANTARILLAS EMPLEADOS EN MEXICO

FIG. 18 HOJA DE CÁLCULO PARA ALCANTARILLAS CON SECCIÓN RECTANGULAR

DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS CON SECCIÓN RECTANGULAR

"ALSECREC"
13-Sep-99

OBRA :
CANAL:

DATOS	CÁLCULOS						
	TIRANTE UTILIZADO d (m)	NOTA	GASTO CALCULADO Qc (m³/s)	ÁREA A (m²)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO Rh (m)	VELOCIDAD V (m/s)
Qdis = 0,497 m³/s	0,860	EN PROCESO	0,589	0,860	2,720	0,316	0,685
dmáx = 0,86 m	0,430	EN PROCESO	0,239	0,430	1,860	0,231	0,556
D = 1,07 m	0,645	EN PROCESO	0,409	0,645	2,290	0,282	0,634
b = 1,00 m	0,753	EN PROCESO	0,498	0,753	2,505	0,300	0,662
S = 0,049 %	0,699	EN PROCESO	0,453	0,699	2,398	0,291	0,649
EST 1 = m	0,726	EN PROCESO	0,476	0,726	2,451	0,296	0,655
ELEV. 1 = m	0,739	EN PROCESO	0,487	0,739	2,478	0,298	0,659
EST 2 = m	0,746	EN PROCESO	0,492	0,746	2,492	0,299	0,660
ELEV. 2 = m	0,749	EN PROCESO	0,495	0,749	2,498	0,300	0,661
n = 0,015	0,751	EN PROCESO	0,497	0,751	2,502	0,300	0,662
s = 0,0005	0,752	TERMINADO	0,497	0,752	2,503	0,300	0,662

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M		
1	DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS CON SECCIÓN RECTANGULAR													
2														
3	"ALSECREC"		OBRA :											
4	13-Sep-99		CANAL:											
5														
6	DATOS		CÁLCULOS											
7														
8			TIRANTE	NOTA	GASTO	ÁREA	PERÍMETRO	RADIO	VELOCIDAD					
9			UTILIZADO							CALCULADO	A (m²)	MOJADO	HIDRÁULICO	V (m/s)
10			d (m)							Qc (m³/s)		P (m)	Rh (m)	
11	Qdis =	m³/s	(2)							(4)	(6)	(7)	(8)	(9)
12	dmax =	m	(3)	(5)	"	"	"	"	"	"	(12)			
13	D =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
14	b =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
15	S =	%	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
16	EST. 1 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
17	ELEV. 1 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
18	EST. 2 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
19	ELEV. 2 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
20	n =		"	"	"	"	"	"	"	"	"			
21	s =	(1)	"	"	"	"	"	"	"	"	"			
22			"	"	"	"	"	"	"	"	"			
23			"	"	"	"	"	"	"	"	"			

(1) =SI(D\$20=0;"",SI(D15<>0;(D15/100);(SI((D15-D16)=0;0;(D17-D19)/(D18-D16))))))

(2) =SI(D\$11=0;"",SI(D\$12=0;"",SI(D\$13=0;"",SI(D\$20=0;"",D\$12))))

(3) =SI(ESTEXTO(F11),"",SI(TRUNCAR(100*(F11+0,0005))=TRUNCAR(100*D\$13);"",SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11),F11+M11/2,SI(TRUNCAR(1000*D\$11)<TRUNCAR(1000*H11),F11-M11/2;""))))

(4) =SI(ESTEXTO(F11),"",SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);"OJO
d>dmax",SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H11);"TERMINADO";"EN PROCESO")))

(5) =SI(ESTEXTO(F12);"",SI(TRUNCAR(100*(F12+0,0005))=TRUNCAR(100*D\$13);"INSUFICIENTE";SI(F12>D\$12;"OJO
d>dmax",SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H12);"TERMINADO";"EN PROCESO"))))

(6) =SI(ESTEXTO(F11),"",I11*L11)

(7) =SI(ESTEXTO(F11);"",F11*D\$14)

(8) =SI(ESTEXTO(F11);"",D\$14+(2*F11))

(9) =SI(ESTEXTO(F11);"",I11/J11)

(10) =SI(ESTEXTO(F11);"",((K11^(2/3))*(D\$21^(1/2)))/D\$20)

(11) =SI(ESTEXTO(F11),"",SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);D\$13-F11;F11))

(12) =SI(ESTEXTO(F12),"",M11/2)

FIG. 19 HOJA DE CÁLCULO PARA ALCANTARILLAS CON SECCIÓN CIRCULAR

DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS CON SECCIÓN CIRCULAR

"ALSECCIR"
13-Sep-99

OBRA :
CANAL:

DATOS	CÁLCULOS						
	TIRANTE UTILIZADO d (m)	NOTA	GASTO CALCULADO Qc (m³/s)	ÁREA A (m²)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO Rh (m)	VELOCIDAD V (m/s)
Qdis = 0,497 m³/s	0,860	EN PROCESO	0,541	0,775	2,379	0,326	0,698
dmáx = 0,86 m	0,430	EN PROCESO	0,187	0,338	1,469	0,230	0,554
D = 1,07 m	0,645	EN PROCESO	0,373	0,566	1,902	0,298	0,658
r = 0,535 m	0,753	EN PROCESO	0,464	0,676	2,129	0,317	0,687
S = 0,049 %	0,806	EN PROCESO	0,505	0,727	2,250	0,323	0,695
EST. 1 = m	0,779	EN PROCESO	0,485	0,702	2,188	0,321	0,691
ELEV. 1 = m	0,793	EN PROCESO	0,495	0,714	2,219	0,322	0,693
EST. 2 = m	0,800	EN PROCESO	0,500	0,721	2,234	0,323	0,694
ELEV. 2 = m	0,796	TERMINADO	0,498	0,718	2,226	0,322	0,694
n = 0,015							
s = 0,0005							

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS CON SECCIÓN CIRCULAR											
2												
3	*ALSECCIR		OBRA :									
4	13-Sep-99		CANAL:									
5												
6												
7	DATOS		CÁLCULOS									
TIRANTE UTILIZADO d (m)			NOTA	GASTO CALCULADO Qc (m³/s)	ÁREA A (m²)	PERÍMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRÁULICO Rh (m)	VELOCIDAD V (m/s)				
11	Qdis =	m³/s	(3)	(5)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)		
12	dmáx =	m	(4)	(6)	"	"	"	"	"	(13)		
13	D =	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
14	r = (1)	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
15	S =	%	"	"	"	"	"	"	"	"		
16	EST. 1 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
17	ELEV. 1 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
18	EST. 2 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
19	ELEV. 2 =	m	"	"	"	"	"	"	"	"		
20	n =		"	"	"	"	"	"	"	"		
21	s = (2)		"	"	"	"	"	"	"	"		
22			"	"	"	"	"	"	"	"		
23			"	"	"	"	"	"	"	"		

(1) =SI(D\$13=0;"":D\$13/2)

(2) =SI(D\$20=0;"":SI(D15<>0;(D15/100);(SI((D18-D16)=0;0;(D17-D19)/(D18-D16))))

(3) =SI(D\$11=0;"":SI(D\$12=0;"":SI(D\$13=0;"":SI(D\$20=0;"":D\$12))))

(4) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(100*(F11+0,0005))=TRUNCAR(100*D\$13);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);F11+M11/2;SI(TRUNCAR(1000*D\$11)<TRUNCAR(1000*H11);F11-M11/2;""))))

(5) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);"OJO d>dmáx";SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H11);"TERMINADO";"EN PROCESO"))

(6) =SI(ESTEXTO(F12);"":SI(TRUNCAR(100*(F12+0,0005))=TRUNCAR(100*D\$13);"INSUFICIENTE";SI(F12>D\$12;"OJO d>dmáx";SI(TRUNCAR(1000*D\$11)=TRUNCAR(1000*H12);"TERMINADO";"EN PROCESO"))

(7) =SI(ESTEXTO(F11);"":I11*L11)

(8) =SI(ESTEXTO(F11);"":((D\$14^2)*ASENO((F11-D\$14)/D\$14))+((F11-D\$14)*RAIZ((D\$14^2)-((F11-D\$14)^2)))+(PI()*D\$14^2/2))

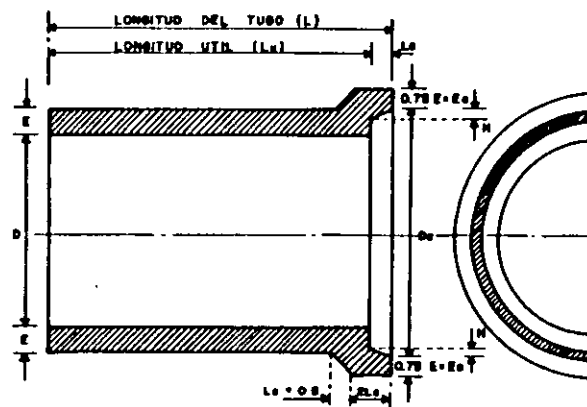
(9) =SI(ESTEXTO(F11);"":(D\$14*PI())+(2*D\$14*ASENO((F11-D\$14)/D\$14)))

(10) =SI(ESTEXTO(F11);"":I11/J11)

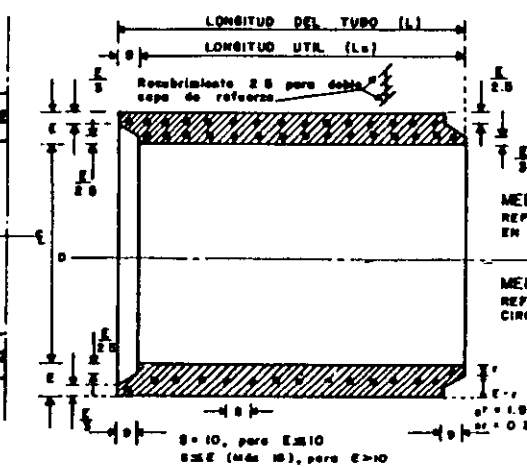
(11) =SI(ESTEXTO(F11);"":((K11^(2/3))*(D\$21^(1/2)))/D\$20)

(12) =SI(ESTEXTO(F11);"":SI(TRUNCAR(1000*D\$11)>TRUNCAR(1000*H11);D\$13-F11;F11))

(13) =SI(ESTEXTO(F12);"":M11/2)



TUBOS TIPO I

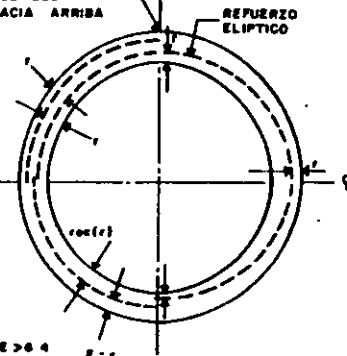


TUBOS TIPO II

EN TUBOS CON REFUERZO ELIPTICO SE MARCARA POR EL EXTERIOR LA PARTE DEL TUBO QUE DEBA COLOCARSE HACIA ARRIBA

MEDIA SECCION REFUERZO CIRCULAR EN DOBLE CAPA.

MEDIA SECCION REFUERZO SIMPLE CIRCULAR



MEDIA SECCION TIPO II REFUERZO CIRCULAR

MEDIA SECCION TIPO II REFUERZO ELIPTICO

TUBOS SIN REFUERZO TIPO I CON CAMPANA

DIAMETRO INTERIOR D	ESPESOR DE PARED E	DIAMETRO INTERIOR DE LA BOCA DE LA CAMPANA D_c	PROFUNDIDAD DE LA CAMPANA L_c	CONEXION DE LA CAMPANA W-L	ESPESOR NOMINAL DE LA CAMPANA E_c
NOMINAL	REAL				
10	10.2	1.4	16.2	3.8	1.20
15	15.2	1.6	21.0	5.1	1.20
20	20.3	1.9	27.3	5.7	1.20
25	25.4	2.2	33.0	6.4	1.20
30	30.5	2.5	39.7	6.4	1.20
36	36.1	3.2	47.6	6.4	1.20
45	45.7	3.8	56.5	7.0	1.20
60	61.0	5.4	74.9	7.6	1.20

(a) Esta medida se tomara a 5 mm. del extremo de la campana.

(b) Los datos de acero que pueden emplearse sobre los indicados, para otros valores de diámetros y espesor de pared de acuerdo a las especificaciones OD4-N y OD4-O de las Normas del Libro 4.

TUBOS CON REFUERZO TIPO II

DIAMETRO INTERIOR D	ESPESOR DE PARED E	REFUERZO EN CENTIMETROS CUADRADOS POR METRO LINEAL DE PARED DEL TUBO (b)	CONCRETO DE f'c = 350 kg/cm²
NOMINAL	REAL		
30	30.5	8.1	1.9
36	36.1	8.7	2.3
45	45.7	9.4	2.5
53	53.3	7.0	4.7
60	61.0	7.6	5.3
69	68.6	8.3	7.2
75	75.2	8.9	8.2
84	83.6	9.5	8.3
90	91.4	10.2	7.0
108	106.7	11.4	9.8
128	121.9	12.7	9.6
137	137.2	14.0	11.6

CONCRETO DE f'c = 350 kg/cm²

El refuerzo elptico en tubos circulares se utilizara optimamente en lugar del refuerzo circular

NOTAS:

Las características de los materiales, la fabricación y los detalles de recubrimiento y colocación del acero de refuerzo, en su caso, para la construcción de tubos de concreto simple y reforzado para alcantarillas, deberán satisfacer los requisitos indicados en el Capítulo OD4 del Libro 4 Normas de Calidad de los Materiales de la B.C.T.

Será condición indispensable para la aceptación de un lote de tubos que las muestras seleccionadas para ensayo pasen la prueba de carga de los tres apoyos, de acuerdo con la establecida en la cláusula 01.02.004-0.0 del Libro 4 de Normas de Calidad.

El acero de refuerzo será de alta resistencia, con límite elástico de 4200 kg/cm², como mínimo.

Se dispondrán varillas longitudinales, adecuadamente distribuidas, para mantener la forma y correcta posición del acero de refuerzo, dentro del molde.

Las alcantarillas se dimensionarán de acuerdo con el estudio hidráulico y con la resistencia requerida para cada obra pero en ningún caso se proporcionarán tubos con diámetros menores de 75 cm. Sobre los tubos se deberá colocar un colado (terraplen) que tenga un espesor mínimo de 60 cm, para caminos y viaductos, y 100 cm para elementos de operación terrestre.

Los tubos con diámetros menores de 75 cm. se emplearán únicamente para obras auxiliares.

Los dimensionamientos están en centímetros, excepto los que se indican en otra unidad.

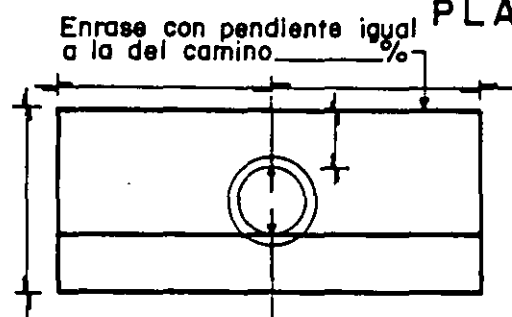
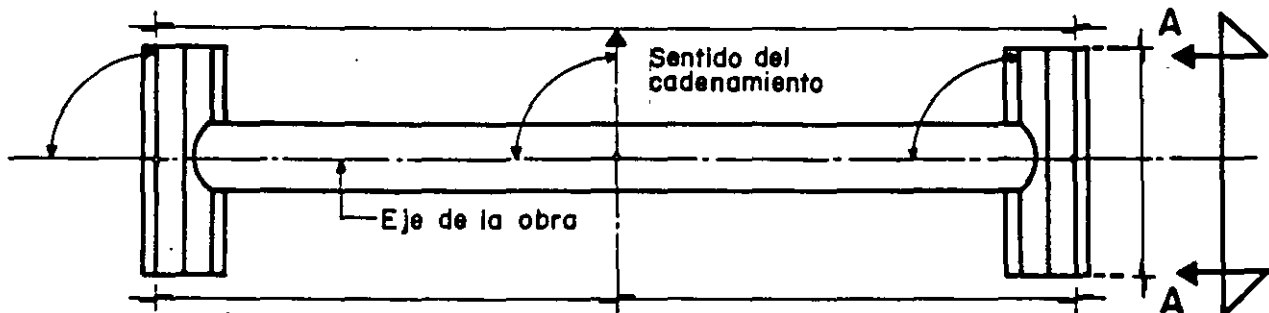
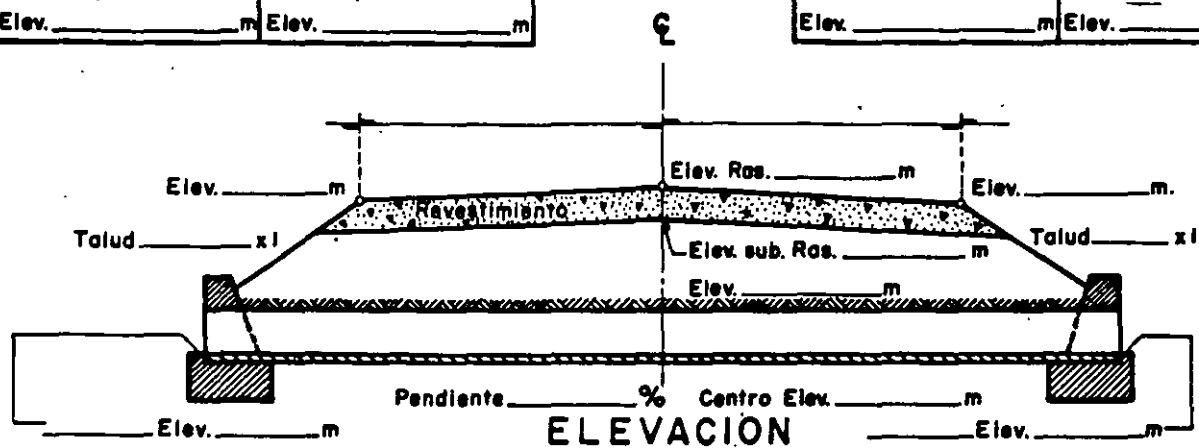
AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES

TUBOS DE CONCRETO SIMPLE Y REFORZADO PARA ALCANTARILLAS

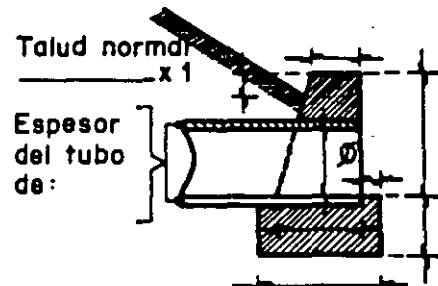
FIG. 20 TUBOS DE CONCRETO SIMPLE Y REFORZADO

Nivel Izq. a _____ m	Nivel Izq. a _____ m
Elev. _____ m	Elev. _____ m

Ni Der. a _____ m	Nivel Der. a _____ m
Elev. _____ m	Elev. _____ m



VISTA A-A



SECCION NORMAL

NOTAS:

LOCALIZACION:
Sobre trazo hecho en _____ por _____

CARGAS:
Carga viva tipo _____

TUBOS:
Serán de _____

MUROS:
Serán de _____ El despiante se hará en _____ capaz de una fatiga de trabajo de _____ kg/cm², para ello se podrá variar su elevación a juicio del Ing. Residente hasta en ± _____ cm, modificando únicamente el espesor del cimient. Los coronamientos llevarán un chapeo de _____ cm de espesor con mortero de cemento 1:5

DIMENSIONES:

En centímetros.- Elevaciones en metros referidos al B.N. _____ sobre _____ a _____ m de Estación _____ elevación _____ m

ESPECIFICACIONES:

Rigen las de la S.C.T. actuales

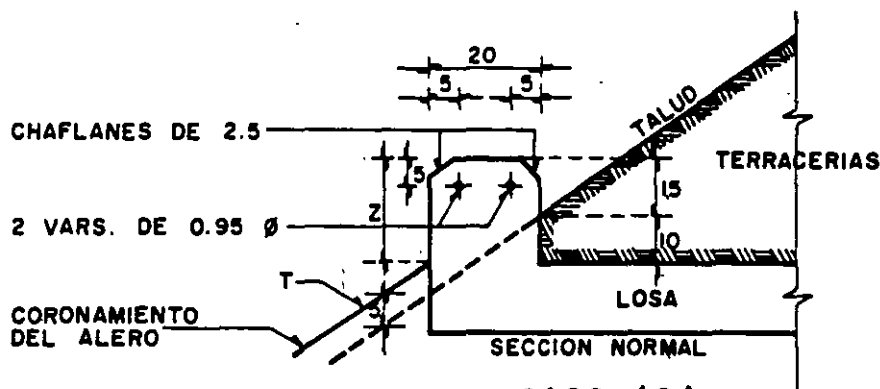
ESPECIALES:

FIG. 21 PLANO TIPO DE ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO

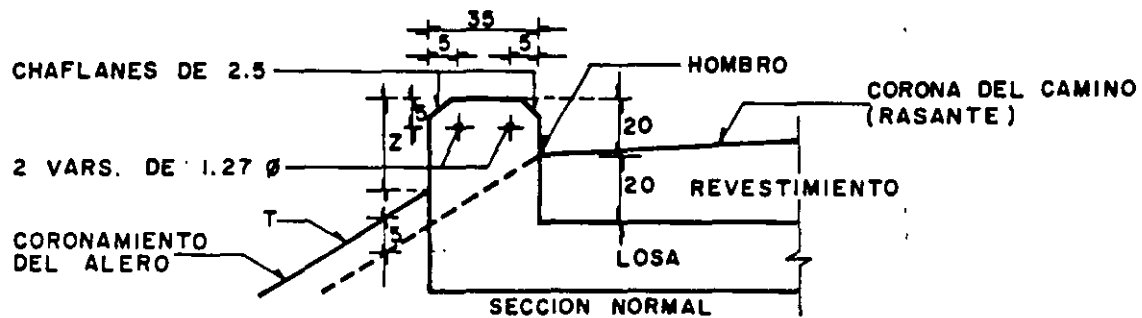
MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	
TUBO DE _____ m DIAMETRO	_____	m
TRAMOS DE _____ m	_____	m
Excavación Clasif. (_____)	_____	m ³
MAMPOSTERIA DE _____ CLASE	_____	m ³
CON MORTERO DE _____	_____	m ³

A. S. A.	
SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION Y CONSERVACION	
AEROPUERTO :	_____
ELEMENTO :	_____
UBICACION :	_____
ALCANTARILLA DE TUBO DE _____ DE _____ m Ø	

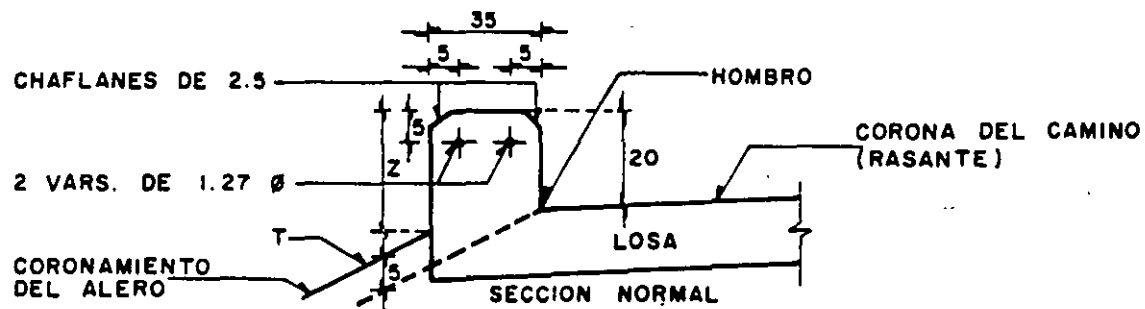
**CASO (1)
LOSAS CON COLCHON**



**CASO (2)
LOSAS EN SUB-RASANTE**



**CASO (3)
LOSAS EN RASANTE**



TALUD	VALORES DE Z		
	Caso(1)	Caso(2)	Caso(3)
	cm	cm	cm
1.50 x l	23	38	38
2.00 x l	20	33	33
3.00 x l	17	27	26
Volumen m ³ /m.	0.049	0.139	0.069

NOTAS: Las guarniciones se construirán de la misma clase de concreto usado en la losa. Los volúmenes indicados corresponden a un metro lineal de guarnición.

**FIG. 23 PLANO TIPO DE GUARNICIONES
PARA LOSAS DE CONCRETO**

A. S. A.

**SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION Y
CONSERVACION**

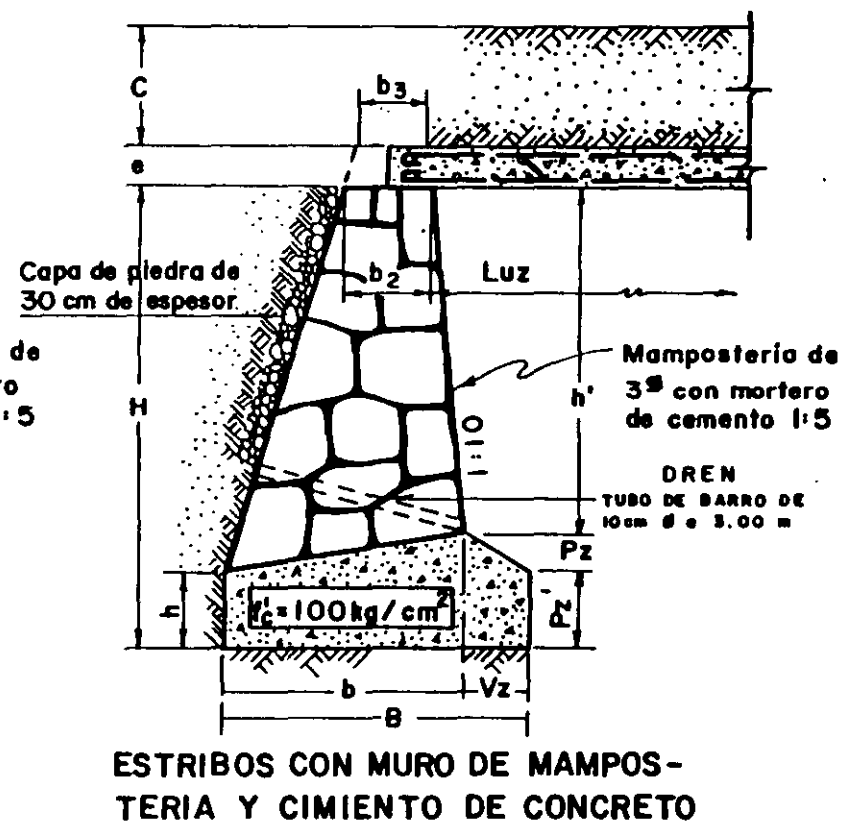
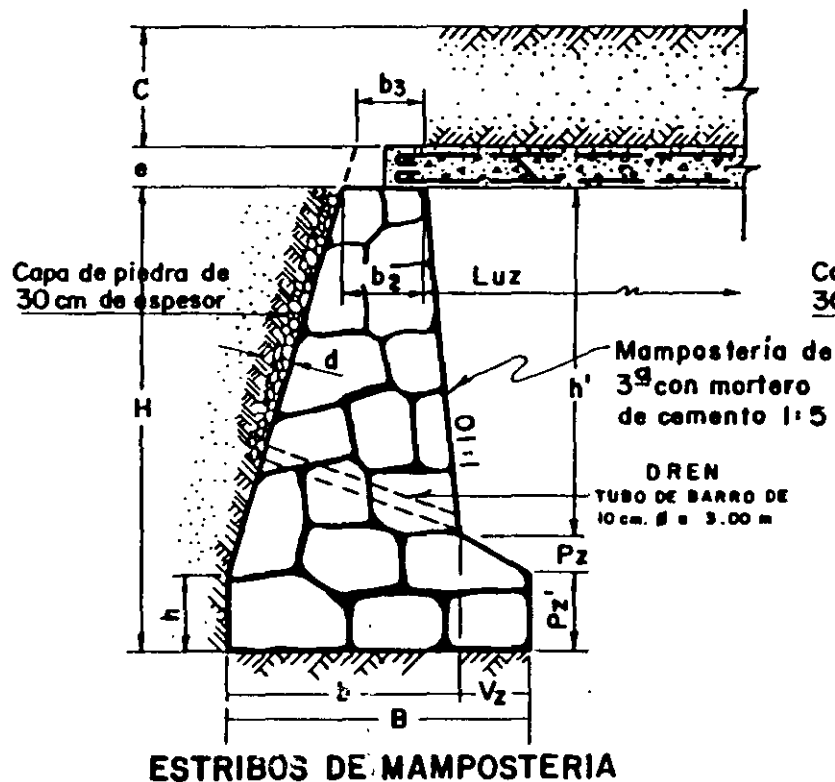
AEROPUERTO : _____

ELEMENTO : _____

UBICACION : _____

**GUARNICIONES TIPO PARA
LOSAS DE CONCRETO
REFORZADO**

FIG. 24 PLANO TIPO DE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA PARA LOSAS DE CONCRETO



H = Altura del estribo en m
C = Colchon en m
e = Espesor de losa en cm
f = Esfuerzo unitario de trabajo en el terreno Kg/cm^2

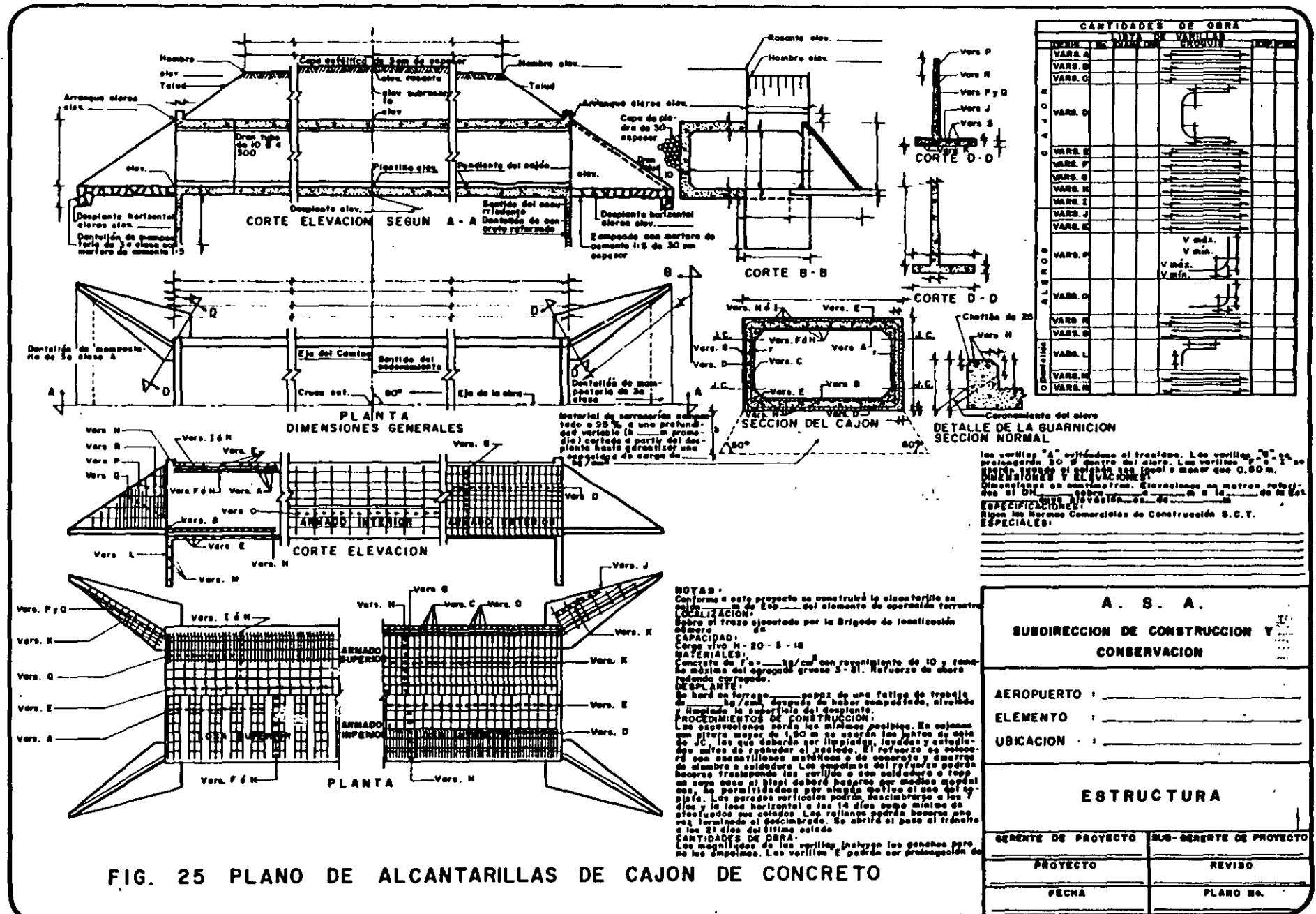
NOTAS: Esta nomenclatura regiré en el proyecto tipo de estribos de mampostería. Las dimensiones del estribo, indicadas en las tablas, toman en cuenta el efecto de la C.V. (H 15 - S 12 ó H 20 - S 16) correspondiente al colchón real de que se trate.

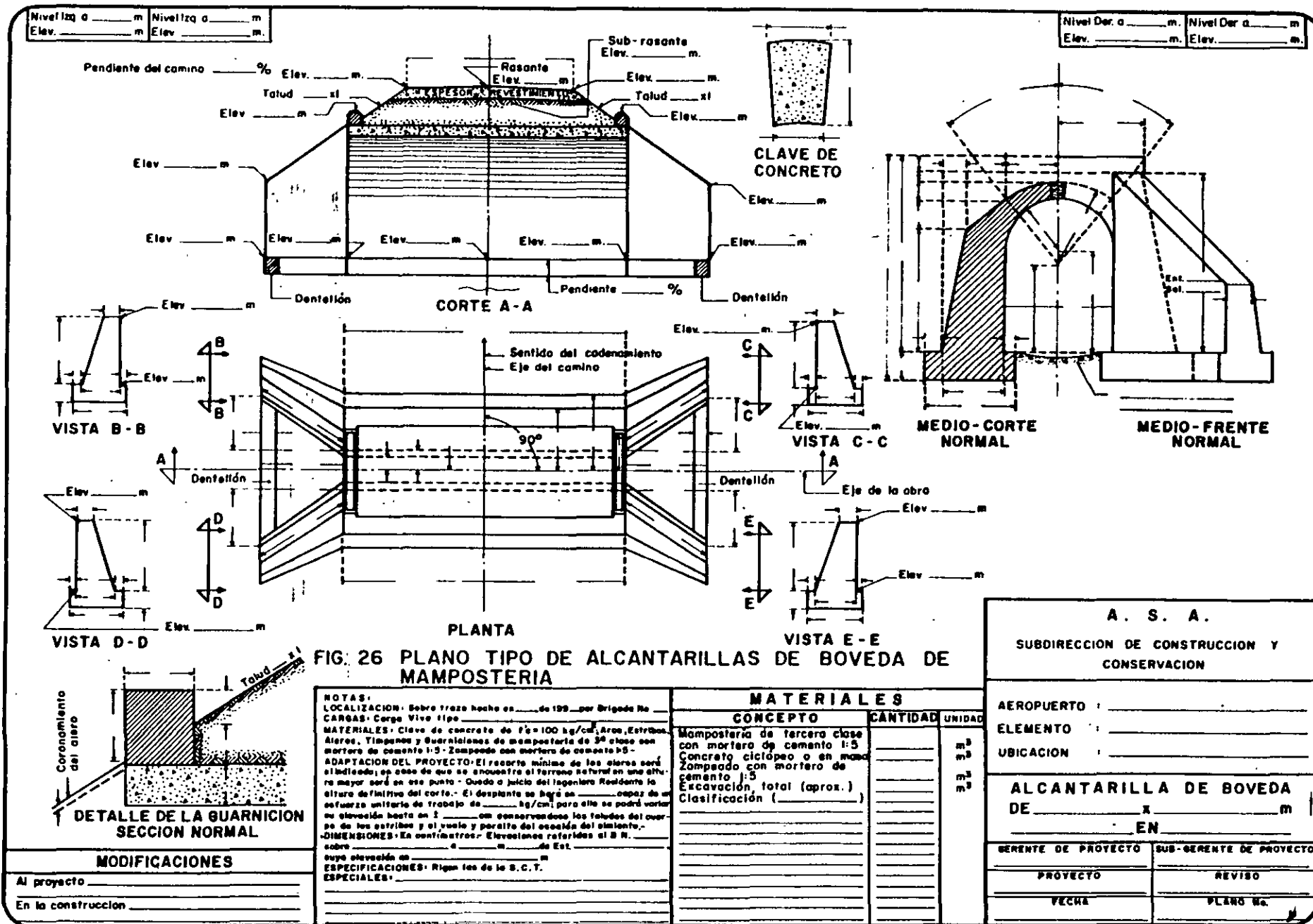
MATERIALES: La mampostería será de 3ª clase con mortero de cemento 1:5. En estribos mixtos el concr. es de $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

A. S. A.
SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION
Y CONSERVACION

AEROPUERTO: _____
ELEMENTO : _____
UBICACION : _____

ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA
PARA LOSAS DE CONCRETO
NOMENCLATURA PROYECTOS TIPO





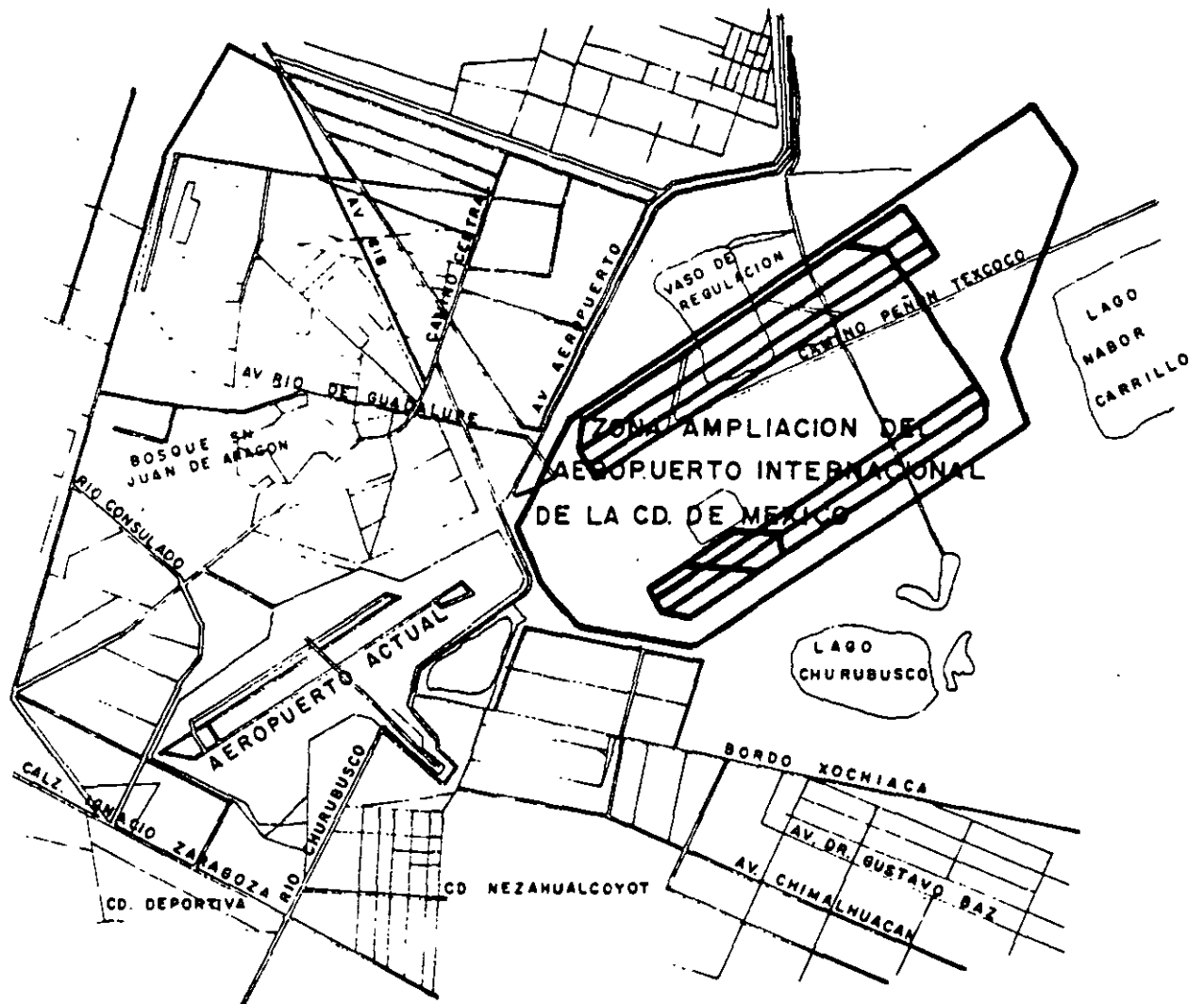


FIG. 27 LOCALIZACION DE LA AMPLIACION DEL AEROPUERTO
INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO

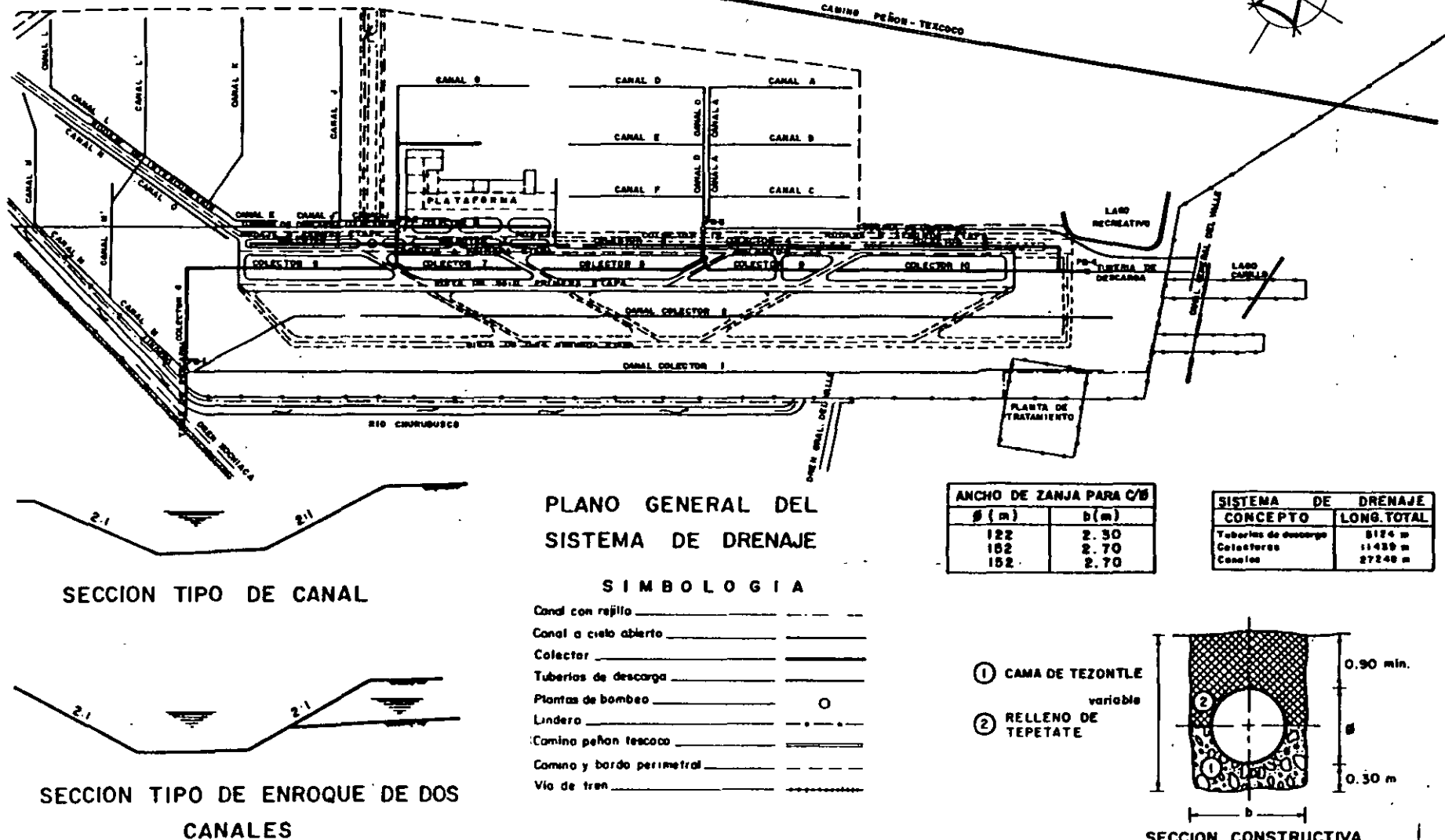
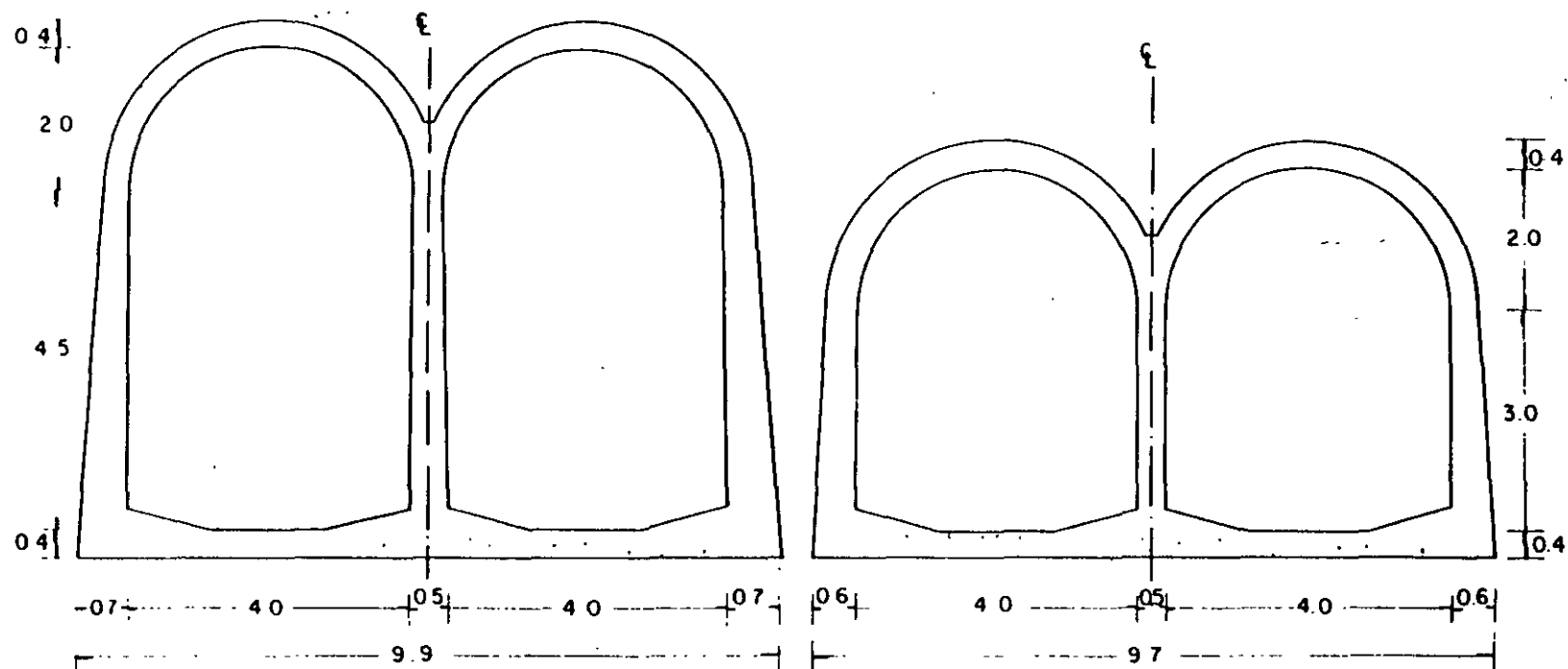


FIG. 28 SISTEMA DE DRENAJE DE LA AMPLIACION DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CD. DE MEX.



ACOTACIONES EN m.

FIG. 29 GEOMETRIA DE LA ALCANTARILLA LA HUERTA

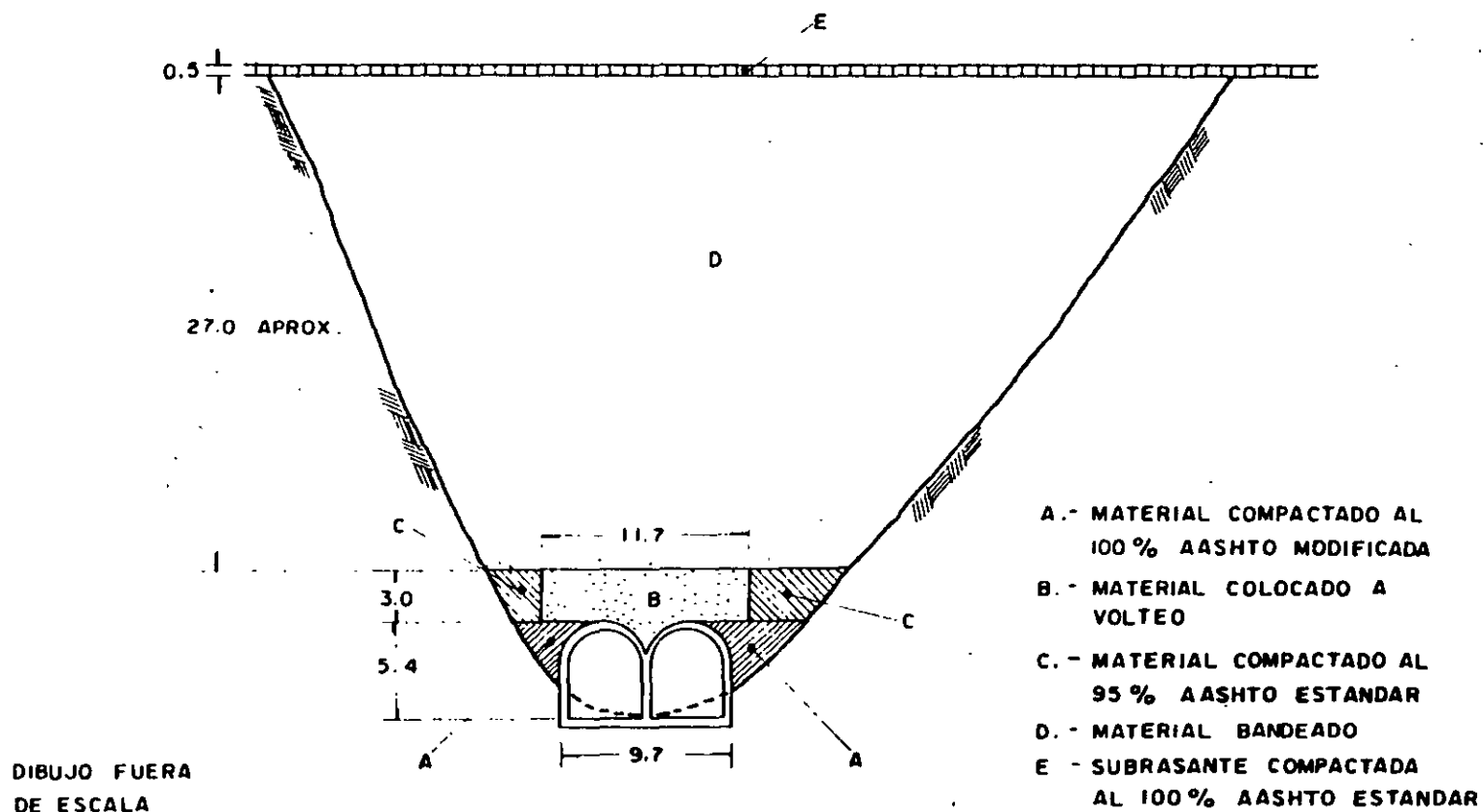
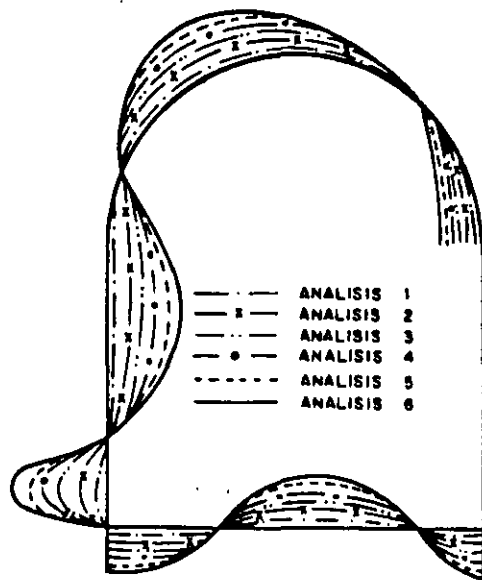
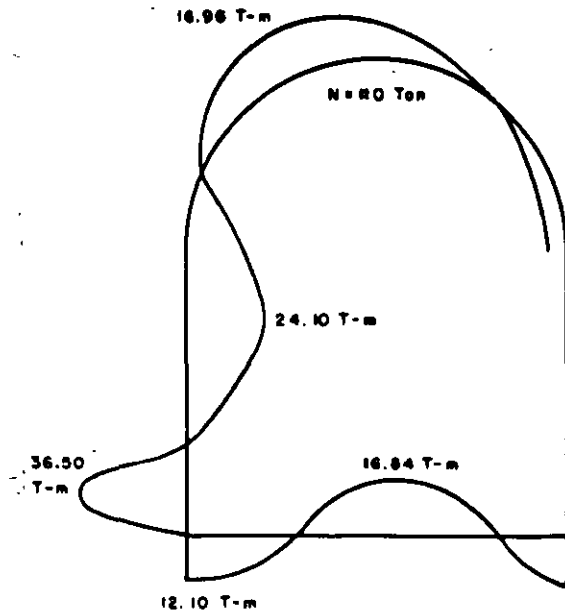


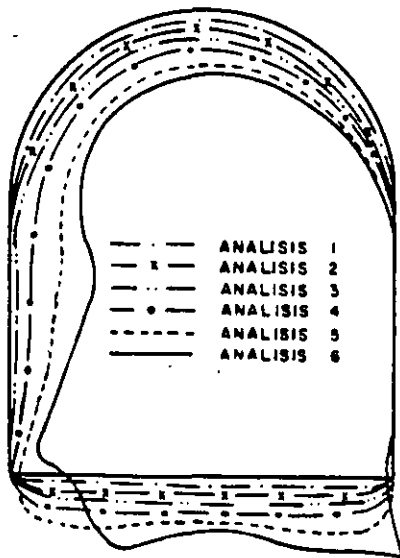
FIG. 30 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL TERRAPLEN SOBRE LA ALCANTARILLA LA HUERTA



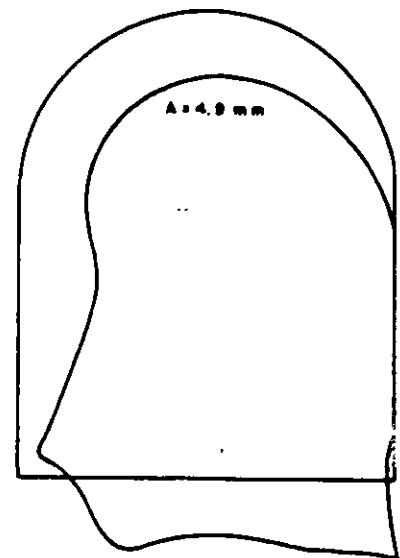
a) DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA CADA CONDICION DE ANALISIS



b) DIAGRAMA DE MOMENTOS MAS DESFAVORABLES



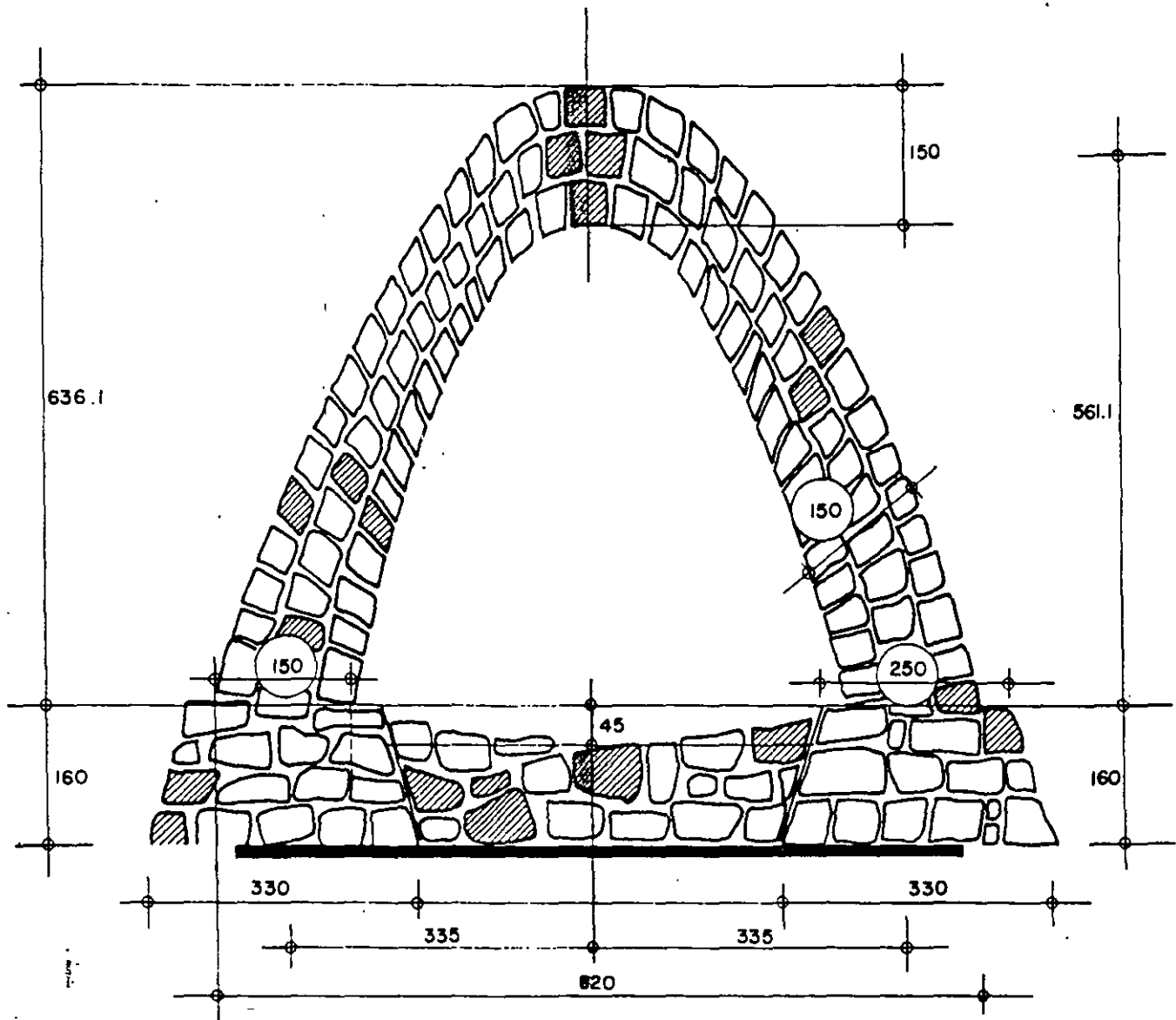
c) DEFORMACIONES PARA CADA CONDICION DE ANALISIS



d) DEFORMACION CORRESPONDIENTE A LA CONDICION MAS DESFAVORABLE

FIG. 31 MOMENTOS Y DEFORMACIONES OBTENIDOS POR EL METODO DEL ELEMENTO FINITO PARA LA ALCANTARILLA LA HUERA

FIG. 32 ALCANTARILLA DE MAMPOSTERIA DEL AEROPUERTO DE BAHIAS DE HUATULCO, OAX.



ELEVACION

NOTACIONES EN CM

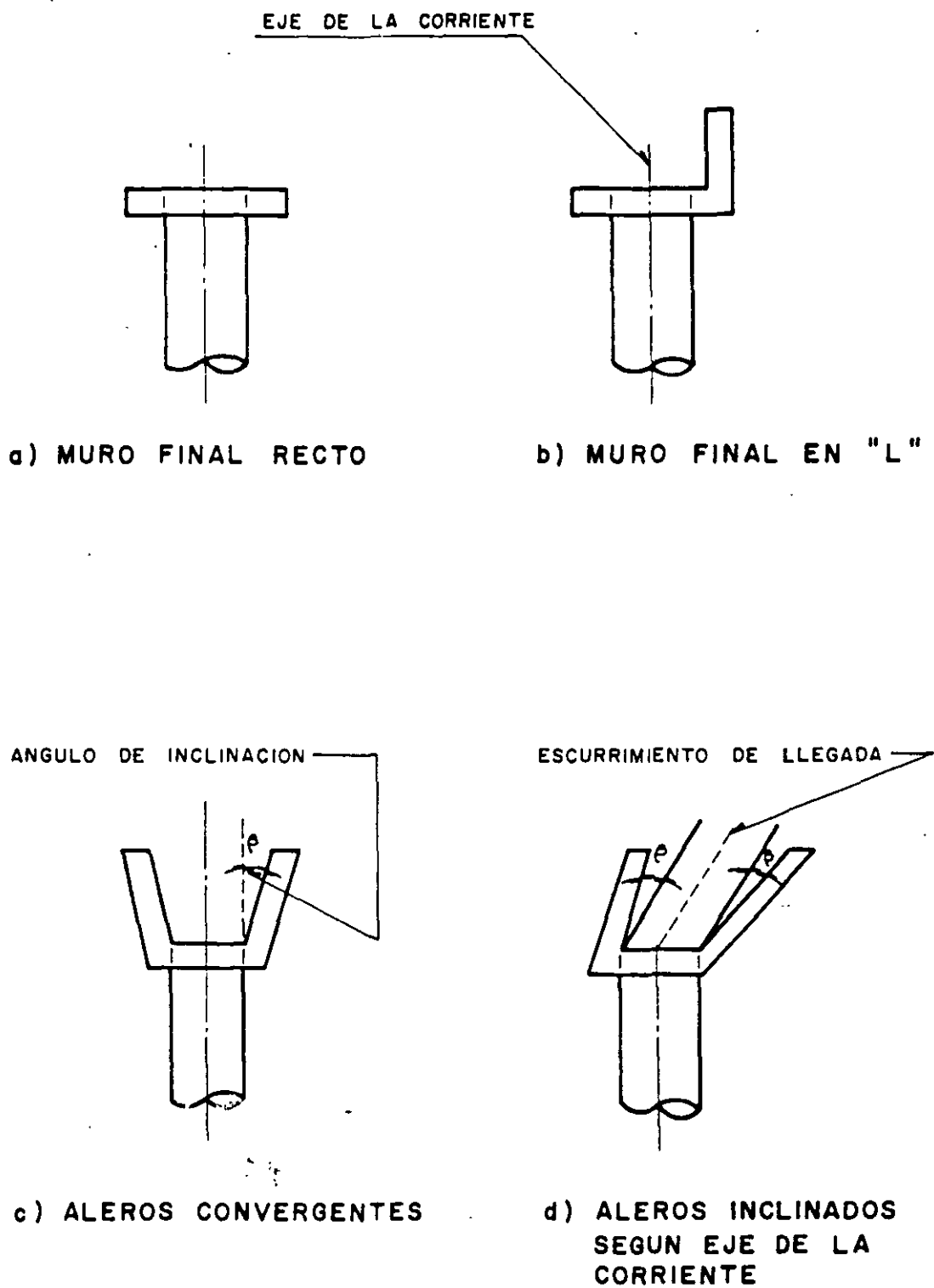
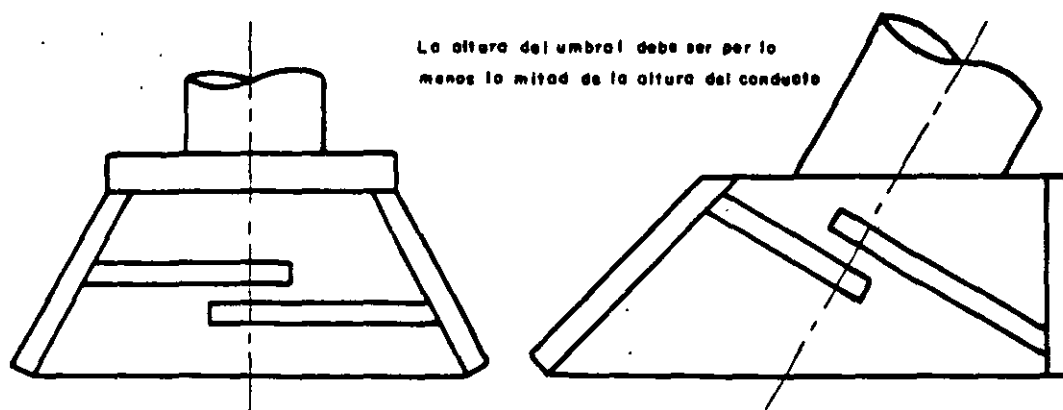
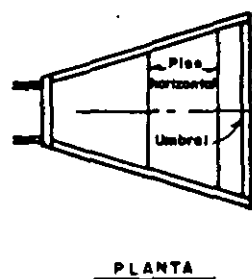
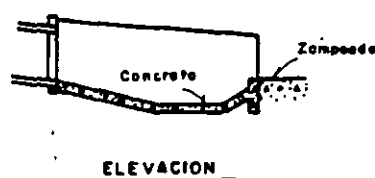
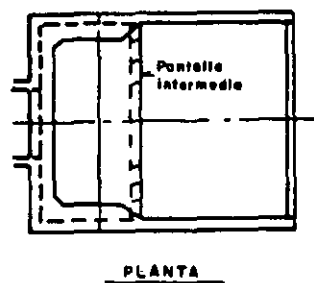
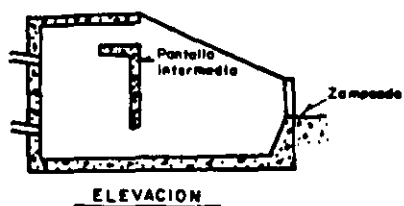


FIG. 33 ESTRUCTURAS DE ENTRADA EN ALCANTARILLAS

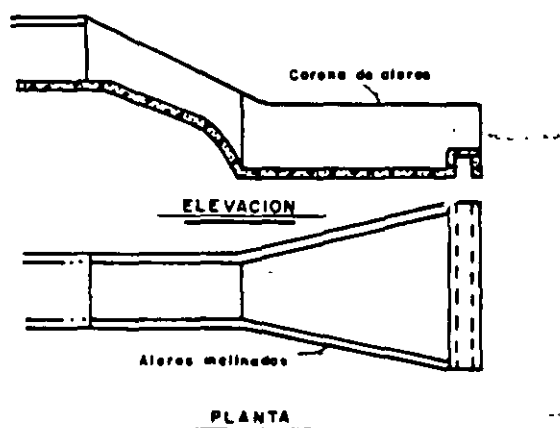


a) CON UMBRALES DE FONDO



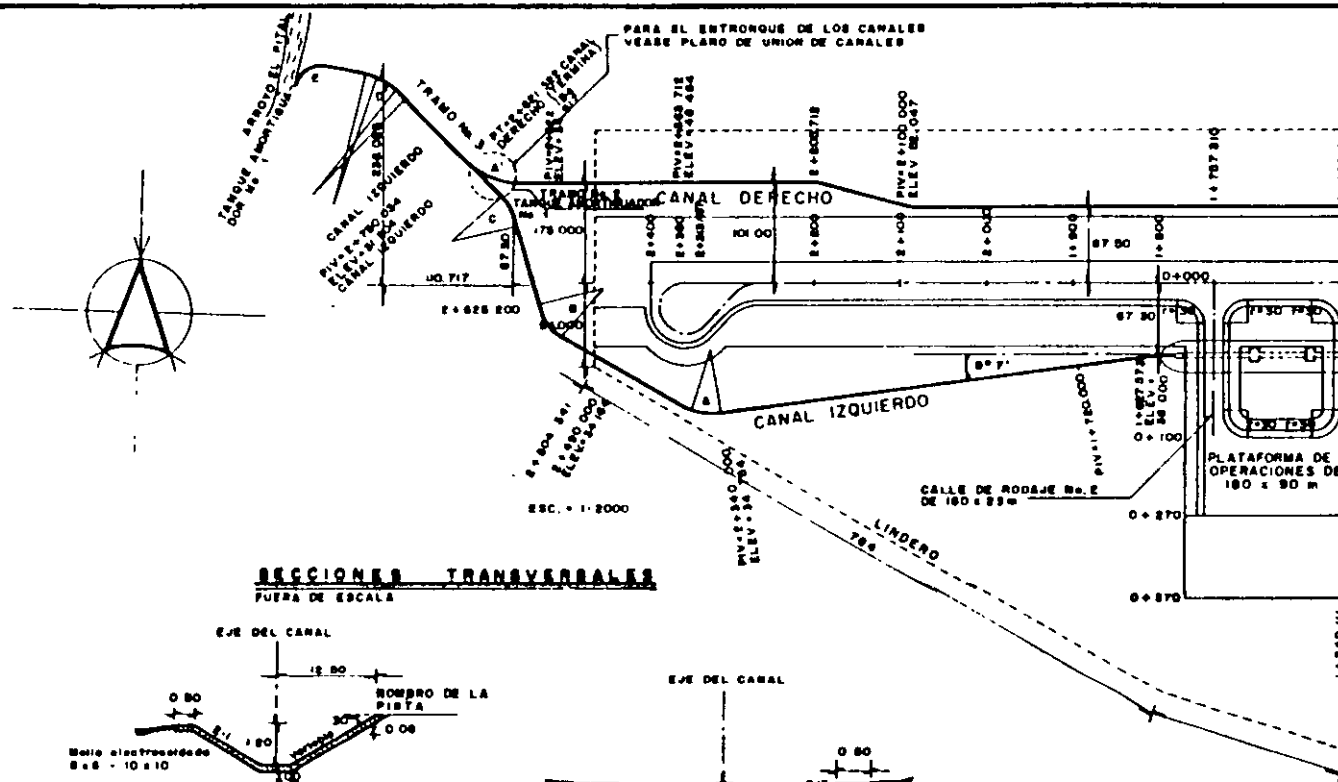
b) TANQUE DE AMORTIGUACION POR IMPACTO

c) TANQUE DE AMORTIGUACION ESTANDAR



d) DISIPADOR RADIAL DE ENERGIA

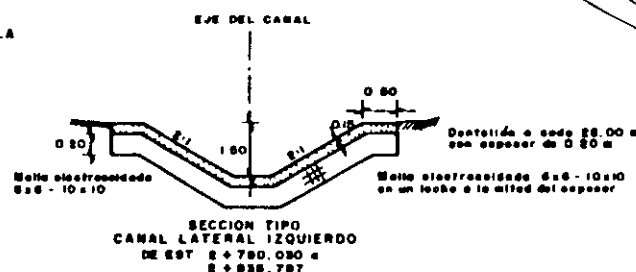
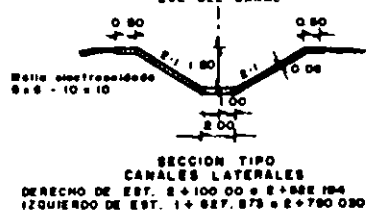
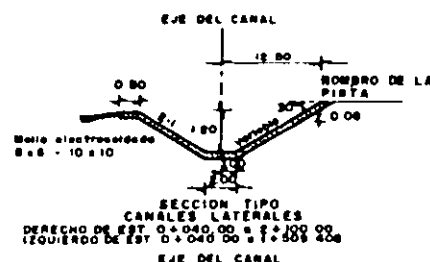
FIG. 34 ESTRUCTURAS DE SALIDA CON AMORTIGUAMIENTO



NOTAS:

- ESTACIONES, ACOTACIONES Y ELEVACIONES EN M. EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
- LA GEOMETRIA FUE TOMADA DEL PLANO No. A-00001 PROPORCIONADO POR LA S.C.T.
- PARA LAS SECCIONES DE LOS CANALES EN LOS TRAMOS NO CONSIDERADOS VER PLANOS DE UNION DE CANALES.
- LAS MODIFICACIONES INDICADAS EN ESTE PLANO ABARCAN CANAL IZQUIERDO DE LA ESTACION 2+440 A LA 2+780.00 Y DE LA ESTACION 2+843.787 A LA ESTACION 2+927.873. CANAL DERECHO DE LA ESTACION 2+822.194 A LA ESTACION 2+927.873.
- EL ANGULO DE DEFLEXION DE LA CURVA "E" MODIFICANDOSE A JUICIO DEL INGENIERO RESIDENTE A MANERA DE EVITAR EN LO POSIBLE LA UNION PERPENDICULAR CON EL ARROYO "EL PITAL".

SECCIONES TRANSVERSALES FUERA DE ESCALA



CANAL	CU+V	GRADOS (A)	RADIO (m)	GRADO (B)	ST (m)	LC (m)	PI	PC	PT
IZQ	A	32° 24' 31.17"	78 . 394	18° 00' 00"	24.943	45.219	2+368.461	2+340.817	2+363.737
IZQ	B	42° 46' 48.77"	78 . 394	18° 00' 00"	29.923	57.036	2+671.170	2+641.247	2+666.836
IZQ	C	28° 11' 46.77"	78 . 394	18° 00' 00"	19.184	37.896	2+717.373	2+686.183	2+755.766
IZQ	D	6° 18' 12.16"	182 . 789	7° 30' 00"		14.009		2+893.728	2+907.737
		20° 17' 00"	78 . 394	18° 00' 00"	13.822	27.044	2+921.318	2+907.737	2+934.841
		48° 15' 00"	182 . 789	117° 30' 00"		14.009		2+934.841	2+946.841
DER	A'	43° 36' 00"	78 . 022	14° 30' 04"	31.893	40.101	2+992.915	2+961.221	2+981.525
IZQ	E	46° 0' 44"	12 . 000	89° 29' 36"	4.871	9.429	2+007.815	2+002.844	2+012.200

FIG. 35 CANALES DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAX.

PROPUSO EL JEFE DEL DEPARTAMENTO

Ing. ALFONSO M. ELIZONDO RAMIREZ
O. B. EL SUBDIRECTOR DE PROYECTOS

Ing. HECTOR RODRIGUEZ RESUERO
APROBO DIRECTOR DE OBRA

Ing. LUIS A. MARIN CHAVEZ

SCT SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DIRECCION DE PROYECTOS Y CONSTRUCCION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS CIVILES
OFICINA DE PROYECTOS GEOMETRICOS
AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
PLANTA GENERAL DE DRENAJE

MEXICO D.F.

ELEVACION EN M

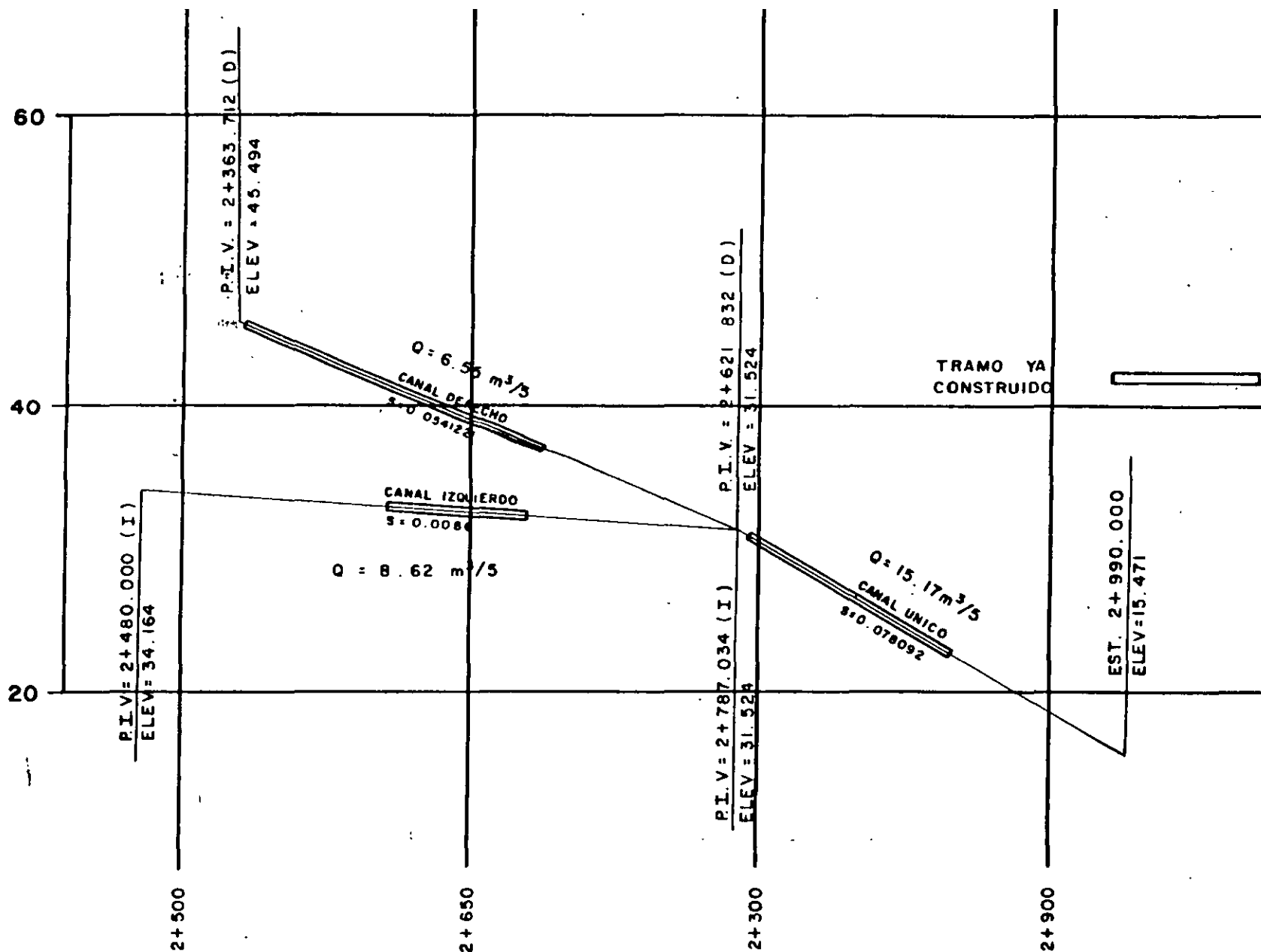


FIG. 36 PERFILES DE LOS CANALES DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAX.

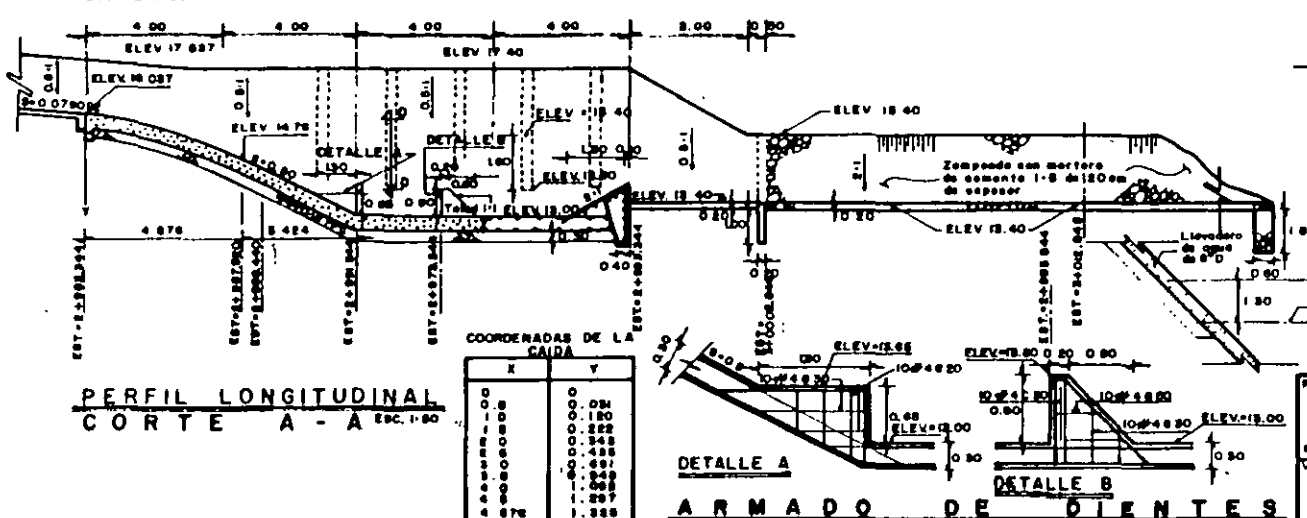
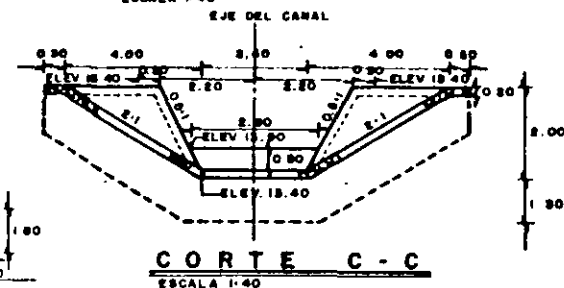
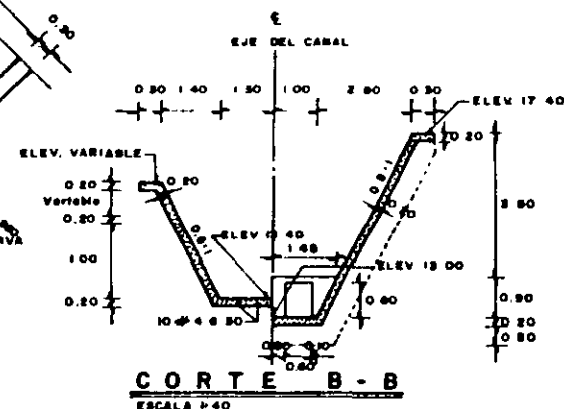
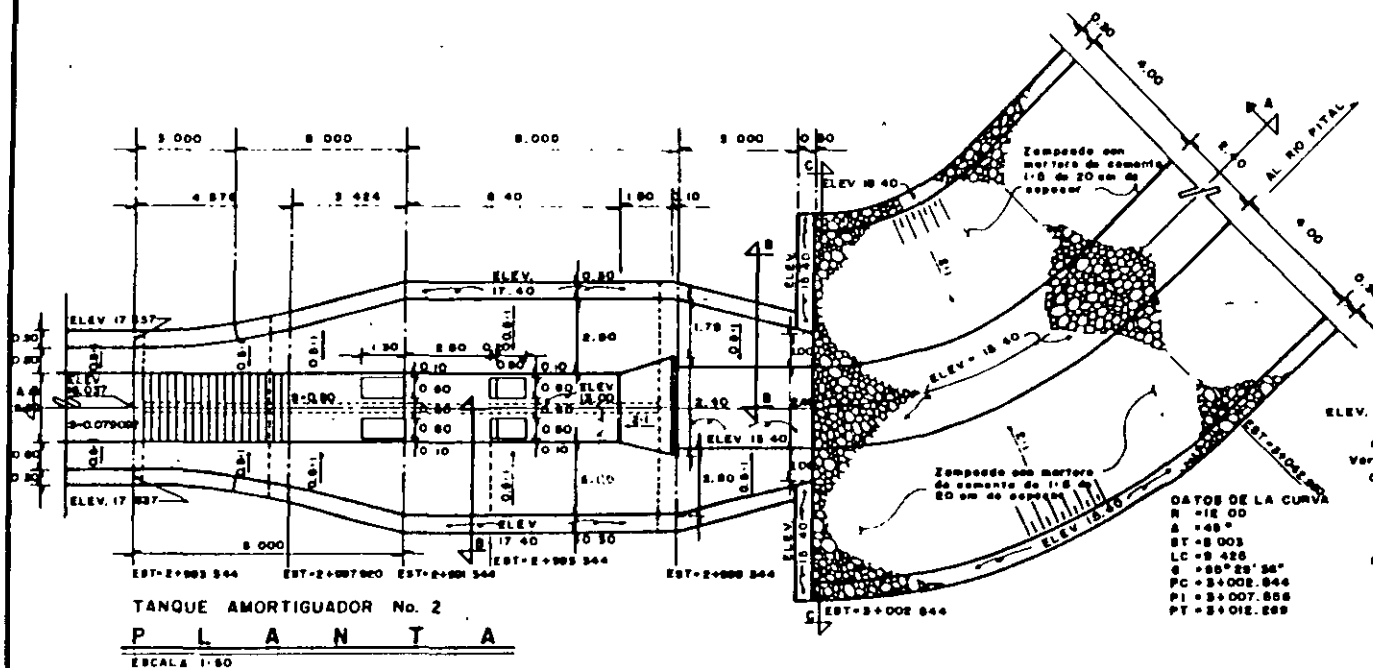
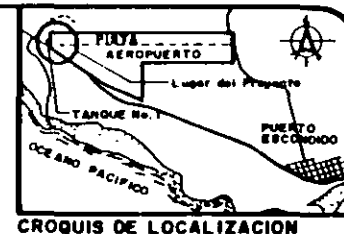


FIG. 38 TANQUE AMORTIGUADOR No. 2 DEL AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAX.

CORTE D-D
SIN ESCALA

PROPUSO EL JEFE DEL DEPARTAMENTO

ING. ALFONSO M. ELIZONDO RAMIREZ
V. S. EL SUBDIRECCION DE PROYECTOS

ING. HECTOR RODRIGUEZ REQUERO
APROBO DIRECCION DE OBRA

ING. LUIS A. MARIN CHAVEZ

SCIT SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
CONSTRUCCION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS CIVILES
OFICINA DE PROYECTOS RECONSTRUCCION
AEROPUERTO DE PUERTO ESCONDIDO, OAXACA

TANQUE AMORTIGUADOR No. 2
PLANTA, CORTES Y DETALLES

MEXICO D.F.

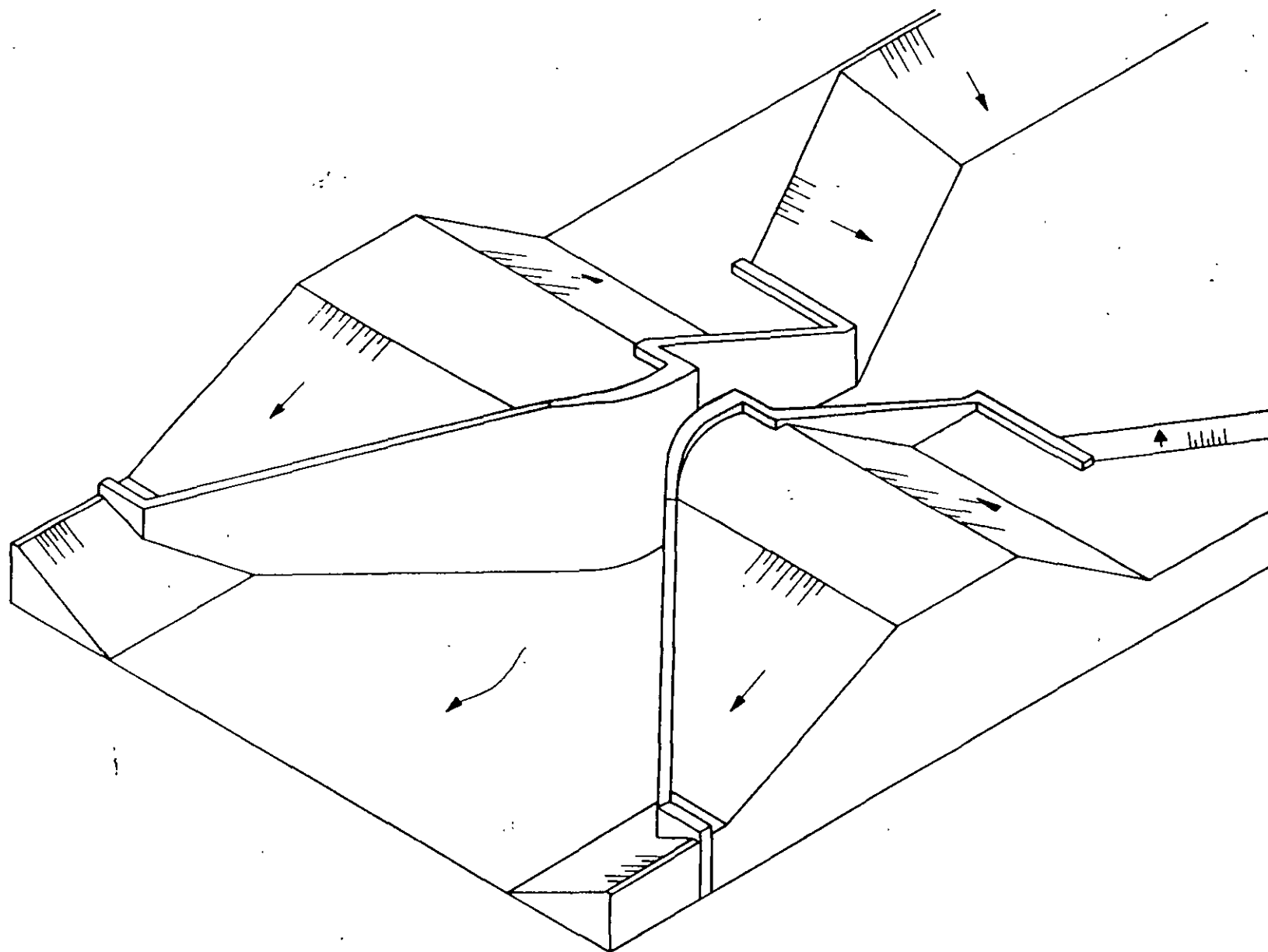
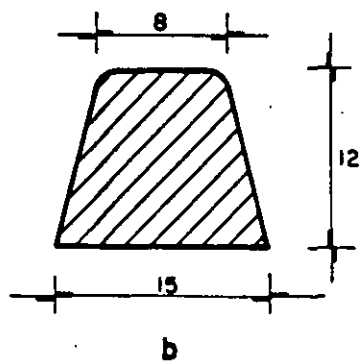
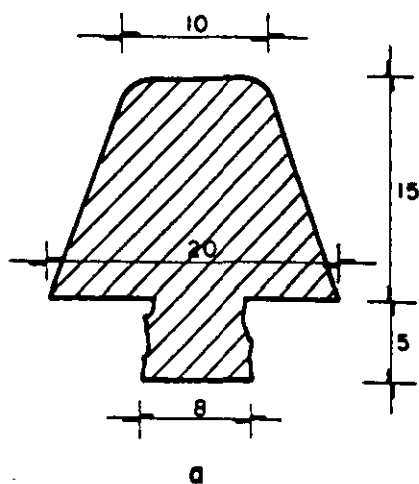
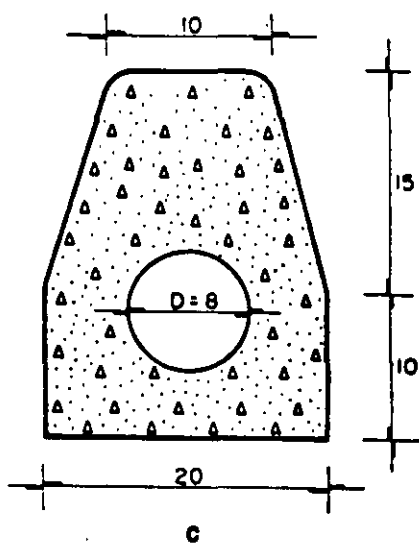


FIG. 39 SECCION DE CONTROL

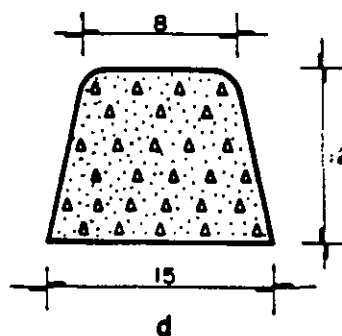


BORDILLO CON ANCLAJE

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de $3/4"$ y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 kg/m^3 de material pétreo.



Todas las dimensiones están en centímetros



BORDILLOS DE CONCRETO HIDRAULICO, CON $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

FIG. 40 GEOMETRIA DE LOS BORDILLOS

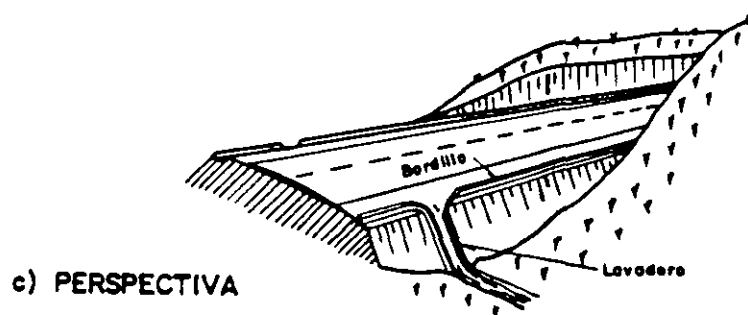
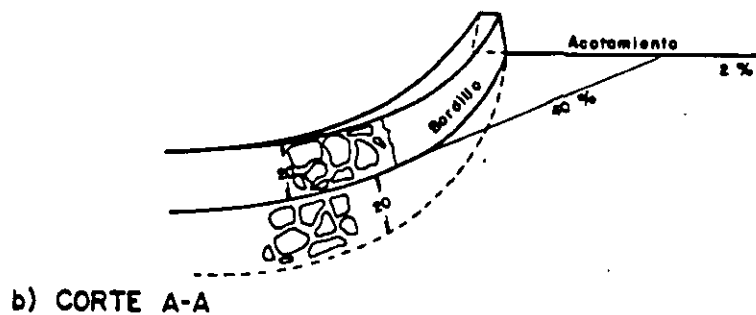
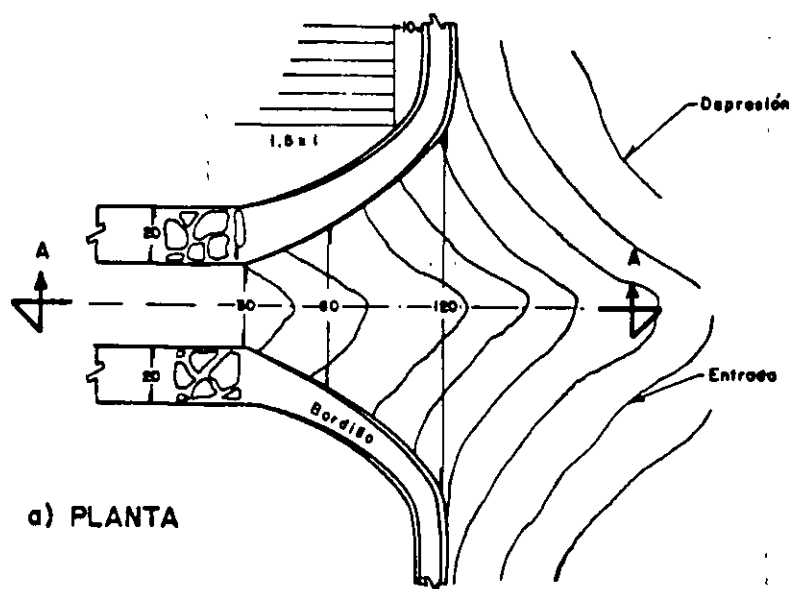


FIG. 41 LAVADERO TIPICO DE MAMPOSTERIA

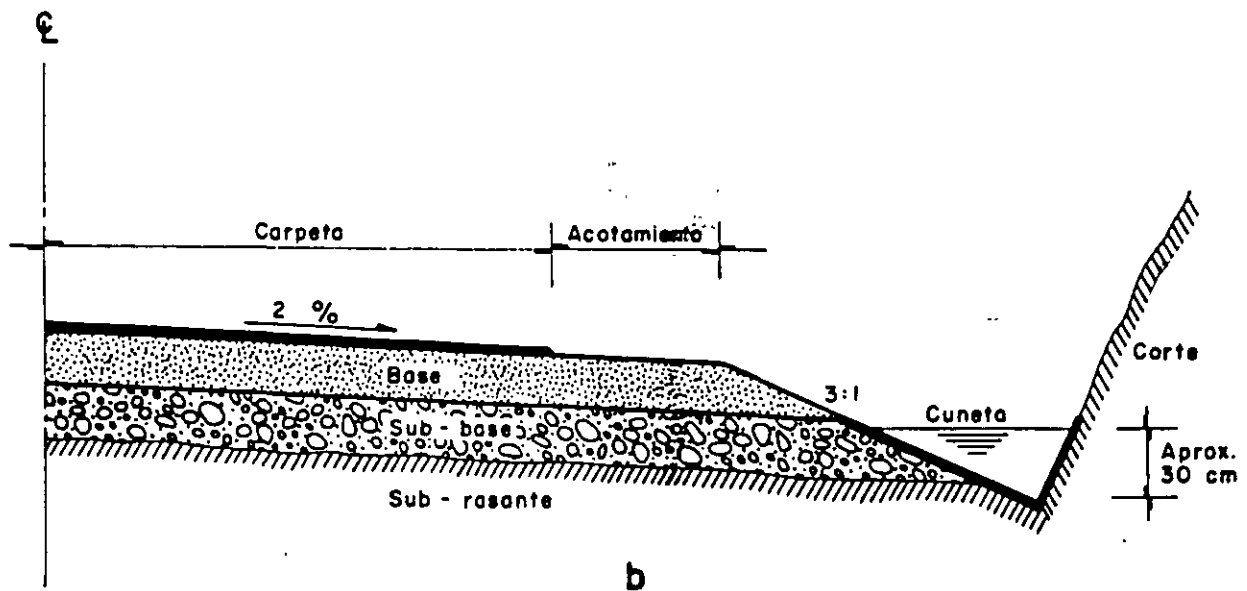
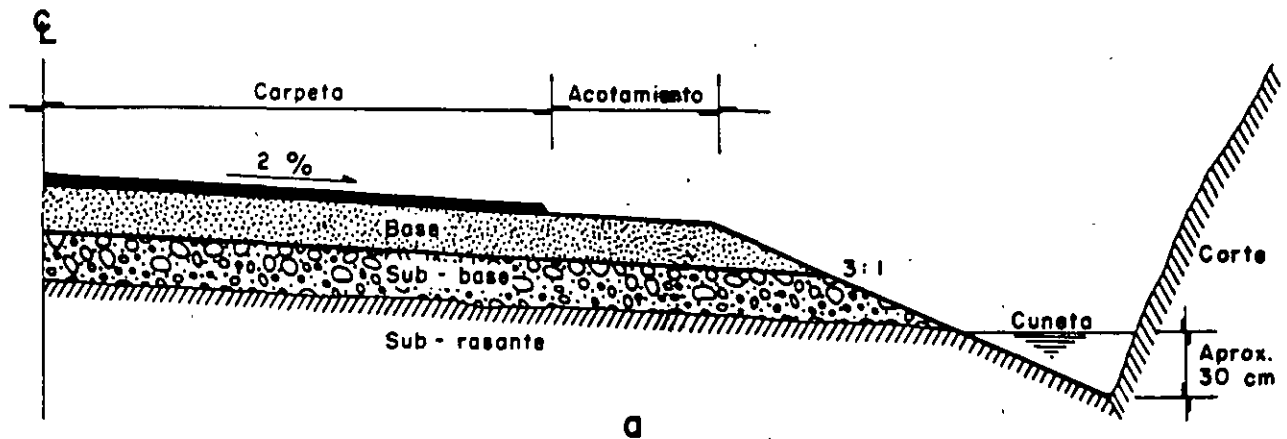
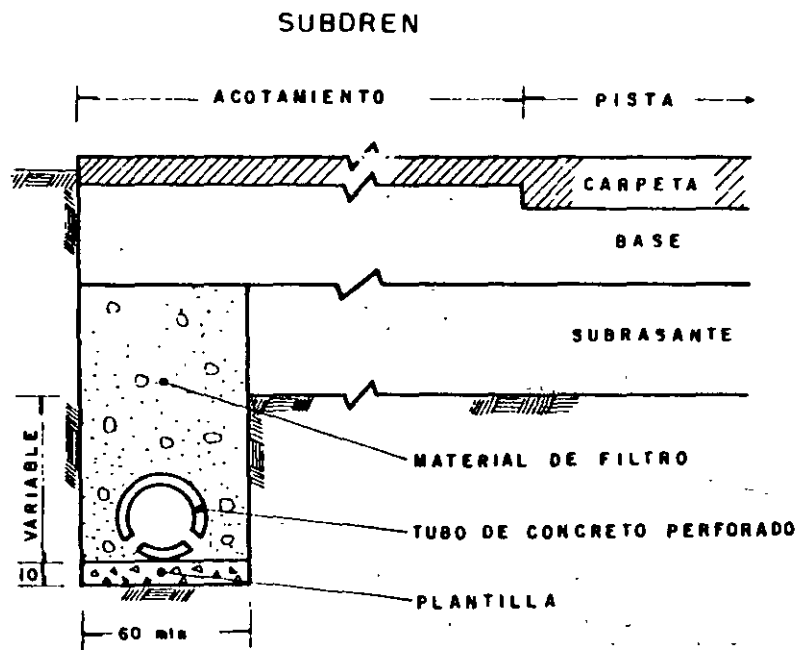
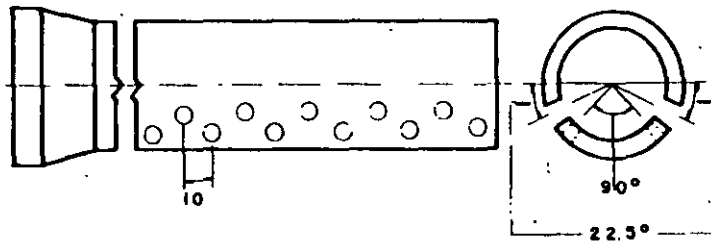


FIG. 42 GEOMETRIA Y DISPOSICION DE CUNETAS



TUBO DE CONCRETO PERFORADO



CARACTERISTICAS DE MATERIAL DE FILTRO

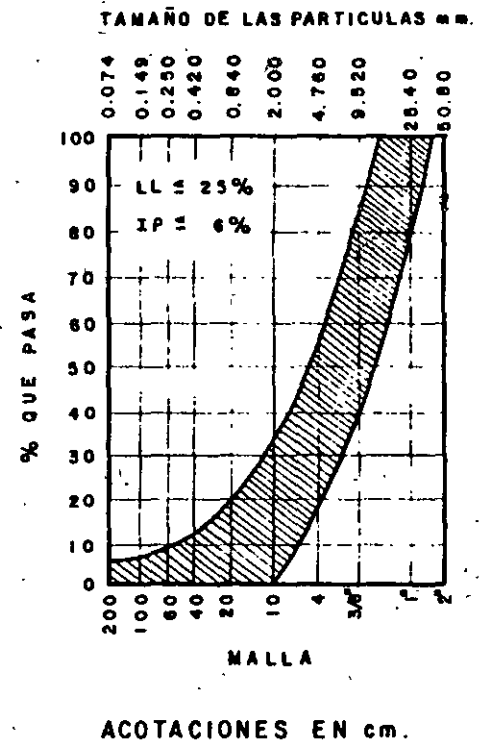


FIG. 43 SUBDREN TIPO