

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

29
8



Drenaje de Aeropuertos

T E S I S

Que para obtener el Título de:

Ingeniero Civil

P r e s e n t a :

ALEJANDRO ALVAREZ ROSALES

México, D. F.

Octubre

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
1.-	INTRODUCCION..... 1
2.-	CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SISTEMAS DEL AEROPUERTO..... 4
2.1.-	Caminos de accesos..... 6
2.2.-	Estacionamientos..... 6
2.3.-	Edificio terminal..... 8
2.4.-	Plataformas..... 9
2.5.-	Calle de rodaje..... 11
2.6.-	Pistas..... 12
2.7.-	Espacios aéreos..... 14
3.-	ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL CALCULO DEL DRENAJE..... 19
3.1.-	Estudios de localización del aeropuerto..... 19
3.2.-	Estudios topográficos..... 21
3.2.1.-	Drografía..... 22
3.3.-	Estudio Geotécnico..... 25
3.4.-	Estudio Hidrológico..... 29
4.-	DRENAJE DE AEROPUERTOS..... 55
4.1.-	Tipos de drenaje..... 55
4.2.-	Drenaje externo al aeropuerto..... 57
4.2.1.-	Drenaje pluvial..... 68
4.2.2.-	Drenaje subterráneo..... 80
4.3.-	Drenaje interno del aeropuerto..... 85
4.3.1.-	Drenaje pluvial, edificio y terreno..... 87
4.3.2.-	Drenaje subterráneo..... 127
4.3.3.-	Drenaje sanitario..... 138
4.4.-	Descarga del drenaje..... 139
5.-	TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES..... 166
6.-	DISEÑO DE DRENAJE..... 203
7.-	CASOS ESPECIALES. 237

	Pág.
8.- CONSTRUCCION.....	279
8.1.- Materiales.....	283
8.2.- Excavación y colocación.....	284
8.3.- Maquinaria.....	296
9.- COSTOS.....	307
10.- MANTENIMIENTO.....	321
11.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	325
12.- BIBLIOGRAFIA.....	327

INTRODUCCION

El crecimiento de una ciudad es, por lo general paralela a los medios de transporte con que cuenta.

En la vida primitiva de muchos países, al único medio de transporte era el agua, por este motivo, el desarrollo fue inicialmente costoso.

Se tenían pocas carreteras pobremente construidas; los viajes entre ciudades fueron precarios, lentos e incómodos.

El primer avance para enlazar esta débil cadena, fue la construcción de carreteras y caminos de portazgo.

De este modo, estando sólidamente establecidas las ciudades en virtud de su original situación en relación al transporte por agua, su posición se fortaleció aún más al enlazarse unas con otras por una red de carreteras algo perfeccionadas.

La siguiente fase fue la aparición de la red de ferrocarriles, la cual se basaba en tres factores:

- a).- Unir ciudades ya existentes con otras
- b).- Enlazar municipios menores con mayores
- c).- Abrir áreas que no podrían ser accesibles por otros medios de comunicación.

Pero en sí, estos factores se pueden acondicionar a todos los sistemas de transporte; pero con diferentes enfoques.

¿ QUE EFECTO EJERCERA LA AVIACION SOBRE EL DESARROLLO DE LAS COMUNIDADES?

Es una pregunta que frecuentemente se hace la mayoría de las personas, pero algunos comentarios pueden hacerse con certeza. Estudiando el pasado, se encontrará que cada nuevo medio de transporte ha servido para fortalecer más la posición que sostiene una ciudad ya establecida.

El transporte aéreo es de esperar que haga que esta tendencia - continúe. Existe una vinculación muy carcana con respecto a los factores que realizaba un ferrocarril; como los que realiza el sistema aéreo, con - respecto a la comunidad, por lo tanto, en relación a la primera fase del - desarrollo de este nuevo método de viajar ha coincidido con la creación de una red que enlaza nuestras principales ciudades.

La siguiente fase de crecimiento del transporte aéreo tuvo un - desarrollo paralelo al de los ferrocarriles y las carreteras cuyo objetivo ara y es el de enlazar las pequeñas comunidades.

La tercera fase tuvo una gran semejanza con el desarrollo en las vías ferreas, esto es la apertura de regiones inaccesibles, pero en esta - fase el transporte aéreo le lleva una gran ventaja, esto es debido a que - el transporte aéreo puede superar casi la mayoría de las barreras natura - les y así puede llegar en una forma más fácil a su destino.

Una importante aseveración, se puede hacer respecto a la influ - encia que el avión ejercerá sobre el crecimiento de las comunidades en el futuro, es que el transporte aéreo debe ser considerado no como un medio - de transporte que relegará a los existentes a un plano secundario, sino - más bien, que los complementara de acuerdo a sus peculiares característi - cas.

Así, los vehículos de motor encontrarán su mejor empleo para - - trayectos cortos o para mayores a base de mercancía de poco peso; las vías marítimas y fluviales, se utilizarán para el transporte de gran volumen, - en donde el ahorro de tiempo sea de la mayor importancia y para regiones - en que no puedan ser empleados satisfactoria y económicamente otros medios.

No puede anticiparse que el advenimiento del servicio aéreo a la comunidad cambie su carácter o grado de prosperidad inmediatamente; gran - número de factores además del transporte, afectan a la vida de la ciudad.

Pero podemos establecer inequívocamente que una comunidad o región que posea buenas facilidades para aeropuertos, tendrá una indudable ventaja sobre sus vecinos no tan favorablemente dotados.

Por eso se dice que, el aeropuerto es un gran generador de desarrollo; esto es para la comunidad a la que sirve así como a las poblaciones y ciudades cercanas a la misma. Como todo sistema de transporte busca la facilidad de transportar los productos de consumo, como los industriales con el mayor volumen posible, procurando hacerlo con la mayor rapidez requerida.

Lo anterior se puede lograr si los elementos que componen el aeropuerto no sufren averías. Esto es, que si las pistas, plataformas y otros elementos funcionan adecuadamente. Algunas de las causas por las cuales los elementos pueden estar inadecuados para su uso son: tormentas, sismos, huracanes, accidentes aéreos y otros.

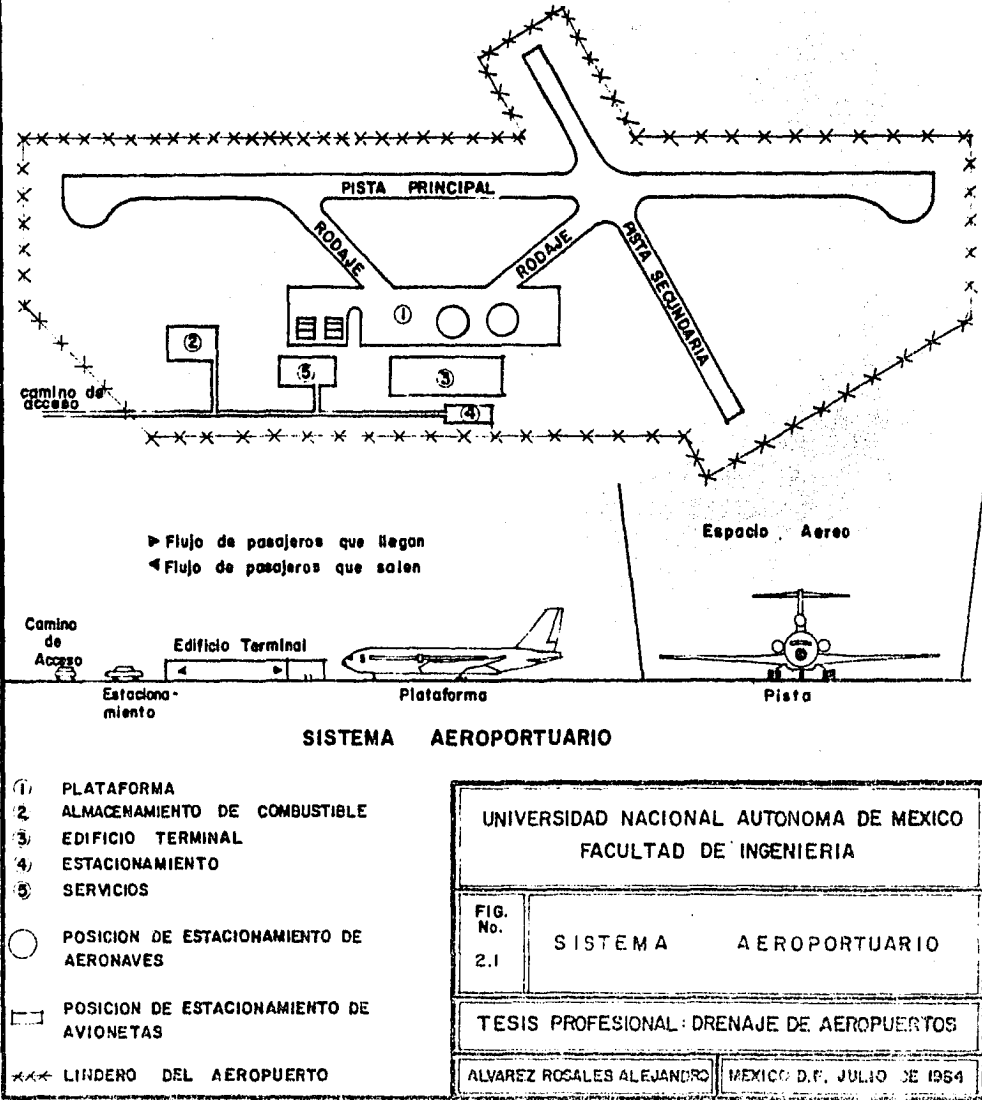
Por lo cual es importante mencionar que uno de los principales problemas que se le pueden presentar a un aeropuerto es la evacuación y desviación adecuada de las aguas provenientes de la precipitación pluvial, como de las corrientes naturales que llegasen a cruzar los terrenos del aeropuerto, se puede decir que el diseño adecuado de las obras de captación, conducción y desalojo de las aguas, son de vital importancia, tanto en el presupuesto de la construcción del aeropuerto, como de su funcionalidad.

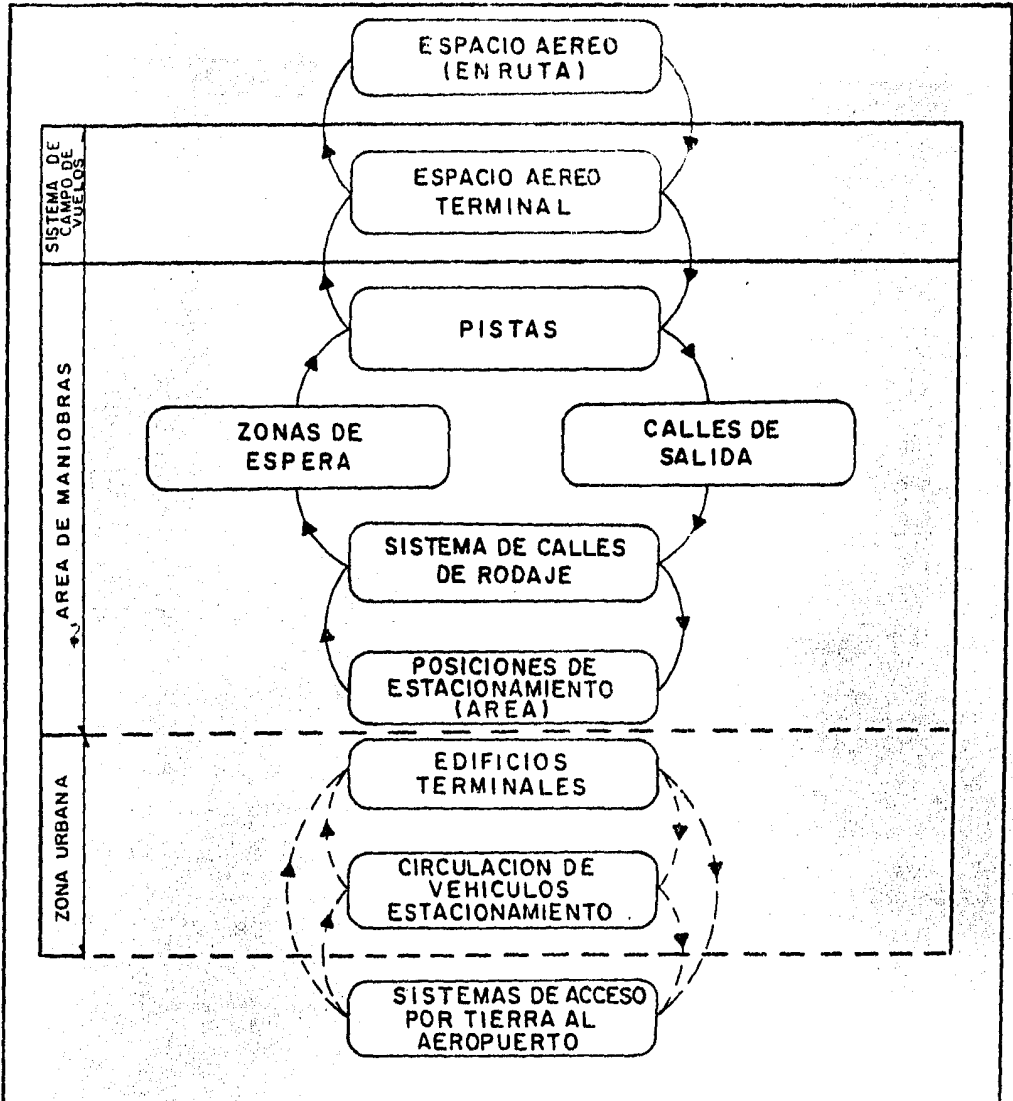
CAPITULO II

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SISTEMAS DEL AEROPUERTO

A continuación se hará una exposición breve y concisa de los sistemas más importantes que constituyen un complejo aeroportuario, sin entrar en detalles de diseño de cada uno de ellos. (Fig. 2.1).

La finalidad de esta exposición es la de que se tengan en cuenta y en forma clara la funcionalidad del aeropuerto y así poder tener una mejor idea de por qué influye en él, un drenaje inadecuado. (Fig. 2.2.).





— FLUJO DE AERONAVES
 - - FLUJO DE PASAJEROS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 2.2 SISTEMA AEROPORTUARIO

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO MEXICO DF. JULIO DE 1984

CAMINO DE ACCESO

Es el medio de enlace entre la comunidad y el aeropuerto, y se construye con el objeto de facilitar y agilizar el acceso al mencionado aeropuerto.

Esta vía de comunicación puede construirse exclusivamente para el servicio del aeropuerto, o en caso de que exista una carretera; deberán hacerse estudios minuciosos, para ver el incremento de tránsito que seguramente tendrá así como de sus condiciones, para de ellos tener un verdadero conocimiento y una decisión adecuada, y saber si se deben hacer arreglos o no lo amerita.

Lo anterior se realizará si el aeropuerto se encuentra en las afueras de la zona urbana, que sucede muy frecuentemente. Pero, si la terminal se encuentra dentro de la zona urbana se deberá analizar con cuidadosos estudios el volumen que se genere y sus orígenes.

Las distancias al aeropuerto, de acuerdo a los puntos generados son muy importantes, ya que deben ser lo más cortos posibles para que no afecten a los costos de los usuarios.

Los accesos a los aeropuertos no solo son necesarios para los usuarios de las líneas aéreas, sino también para otros; tales como empleados, visitantes, camiones que transportan mercancía y personas que tienen relaciones comerciales con el aeropuerto, al igual que las posibles terminales ubicadas en la ciudad.

2.2. ESTACIONAMIENTOS

En la función de un aeropuerto, juega un papel importante el disponer del suficiente espacio para el estacionamiento de automóviles. A pesar del uso de otros medios de locomoción para entrada y salida del aeropuerto, la utilización del automóvil particular seguirá siendo sustancial.

Las instalaciones que se requieren para satisfacer la creciente - demanda de estacionamiento de vehículos en los grandes aeropuertos ha adquirido tales proporciones que ha llegado a ser uno de los puntos más importantes a la hora de planificar un aeropuerto.

Una de las metas que se debe conseguir a la hora de establecer -- las zonas de aparcamiento para los pasajeros de las líneas aéreas, es la de minimizar las distancias a recorrer y por tanto intentar conseguir que el - automóvil llegue al avión lo más cerca posible.

El volumen y las características de los usuarios juega un papel -- muy importante al planificar las instalaciones de aparcamiento. Cada tipo de usuario tienen diferentes necesidades que dependen de sí mismo o del - - motivo de estar en el aeropuerto.

El estacionamiento en un aeropuerto debe preverse para:

- 1.- Los usuarios de las líneas aéreas
- 2.- Visitantes que acompañan a los pasajeros
- 3.- Público
- 4.- Personal empleado en el aeropuerto
- 5.- Alquiler de vehículos
- 6.- Personas que tienen trato comercial con la empresa aeroportuaria.

Los empleados del aeropuerto deben tener zonas de estacionamiento separada del resto del público y deben ubicarse lo más cerca posible de su lugar de trabajo. En cuanto a las zonas de estacionamiento de los autos de alquiler, se deberá tener en cuenta la opinión de las casas concesionarias y deberán localizarse lo más cerca posible del edificio terminal, con objeto de que el recorrido a efectuar por el usuario sea lo mínimo posible.

Esto no significa que toda la flota de vehículos debe tener una - zona reservada sino tan solo aquellos vehículos que tengan una zona previamente reservada.

En cuanto a los vehículos que se entregan en el aeropuerto, estos deben tener una zona diferente de estacionamiento dentro del mismo y que — debe de estar situado convenientemente en el camino de acceso al aeropuerto, desde ese momento la firma de autos de alquiler debe ocuparse del traslado — de los pasajeros hasta la terminal, lo cual se realiza normalmente en los — grandes aeropuertos.

El número de estacionamientos que deben preverse para servicio del público, pasajero y visitante debe ser igual al número de pasajeros en la — hora o horas pico que tenga el aeropuerto, deduciendose las cifras futuras — de la previsión del tránsito realizado.

2.3. EDIFICIO TERMINAL

El proyecto y construcción de cada uno de los edificios del aeropuerto, responden a un premeditado plan de conjunto que debe establecerse — según las necesidades previsibles, planeando el aeropuerto con amplia vi — sion al objeto. Se deben tomar en cuenta las necesidades de prever futuras fases de desarrollo, que necesariamente tendrán que efectuarse para adaptarse al plan maestro.

En el edificio terminal se agrupan todos los servicios que tienen relación con los pasajeros y sus equipajes, lo componen la estación terminal, aduanas, policía, sanidad, moneda, tiendas, restaurantes, bares, andenes de servicio a los niveles; a los que es preciso agregar por tener relación directa con el pasajero, los despachos operacionales de compañías aéreas, las oficinas informativas de agencias de viajes y agencias de alquiler de autos.

La agrupación de estos servicios en varios edificios dependen — exclusivamente de la importancia del aeropuerto, debiendo cumplir como primera condición, la máxima flexibilidad para su adaptación futura a las neceg

sidades del mismo. Esta flexibilidad se consigue dividiendo el edificio en unidades agrupadas según sus funciones y proyectandolas con vista a un posible desarrollo máximo.

2.4. PLATAFORMAS

La plataforma de operaciones es una zona intermedia entre el campo de vuelo y los edificios administrativos, destinada al atraque de los aviones para la carga y descarga de estos.

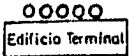
La condición primordial que debe cumplir la zona de estacionamiento de aeronaves (plataforma), es que la distancia entre los edificios terminales y los muelles de atraque, deben ser lo más corta posible para comodidad de viajeros y facilidad de carga y descarga de mercancías y equipaje.

El número de plataformas debe ser tal que admita los aviones que necesitan atracar, por lo que esta ligado al tráfico aéreo. En ocasiones y muy frecuentemente se deben construir plataformas adicionales, en aeropuertos en los cuales se incremento el tránsito aéreo que no se tenía previamente calculado o por un mal diseño de las plataformas, originando que se tenga que utilizar un transporte auxiliar para el traslado de los pasajeros a la aeronave, como son las salas móviles, estos se usan en caso de no tener andenes de servicio cerca de esa plataforma.

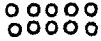
Las dimensiones de esta zona depende de tres factores:

- 1.- El número de posiciones de estacionamiento de aviones
- 2.- Dimensiones de estas posiciones.
- 3.- Forma y colocación del área en cada posición

En la figura 2.3 se presentan diversos sistemas y formas de posiciones de los aviones en las plataformas.



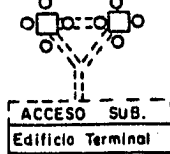
a)



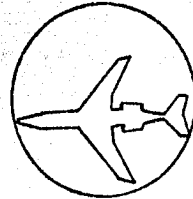
c)



b)



d)



POSICION DE ESTACIONAMIENTO DEL AVION

- a) Sistema frontal
- b) Sistema de dedos
- c) Sistema de plataforma
- d) Sistema de satelite

SISTEMAS DE ESTACIONAMIENTO DE AERONAVES

MORRO HACIA ADENTRO



EDIFICIO TERMINAL

PARALELO



EN ANGULO CON EL MORRO HACIA ADENTRO

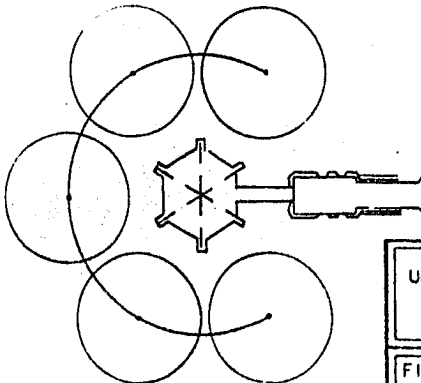


EDIFICIO TERMINAL

EN ANGULO CON EL MORRO HACIA AFUERA



FORMAS DE ESTACIONAMIENTO DE AERONAVES



CONFIGURACION DE ESTACIONAMIENTO DE AERONAVES EN EL AEROPUERTO DE SAN FRANCISCO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 2.3

SISTEMAS Y FORMAS DE ESTACIONAMIENTO

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984

2.5. CALLE DE RODAJE

La principal función de la calle de rodaje es la de suministrar - acceso desde las pistas hasta el área terminal y servicio de hangares. Esta o estas calles de rodaje deben encontrarse dispuestas de tal manera que el avión que acaba de aterrizar no interfiera con el avión que está en rodaje o va a despegar. En los aeropuertos de mucho servicio, donde el tráfico de este tipo se realiza simultáneamente en ambas direcciones, deberá instalarse una calle de rodaje paralela de una sola dirección.

Deben seleccionarse los recorridos que posibilitan las distancias más cortas desde el área terminal hasta las cabeceras de pistas para el - - despegue. En los aeropuertos de gran tránsito, las calles de rodaje deben situarse en diferentes puntos a lo largo de la pista, de tal manera que los aviones que aterrizan puedan abandonarlas tan rápidamente como sea posible - para dejarlas libres al resto de los aviones que vayan a utilizarlas y se - conocen comúnmente con el nombre de "calles de salida de pista" o "calles - de desvío". Siempre que sea posible, las calles de rodaje deberán estar - proyectadas de tal manera que no crucen con pistas abiertas al tráfico.

Durante las horas "pico", cuando están operando continuamente los aviones en las pistas, la capacidad de las mismas dependen en un alto por - centaje de la rapidez con que los aviones que aterrizan pueden desalojar la pista, ya que una aeronave tiene que aguardar hasta que la que le antecede - desaloje la pista. En muchos aeropuertos, las calles de rodaje forman ángu - los rectos con las pistas, con el resultado de que debe decelerar para lle - gar con baja velocidad antes de que pueda girar. Lo anterior produce gran - des pérdidas de tiempo y por ende afecta la capacidad de las pistas, a lo - que se recomienda no colocar pistas con ángulos mayores a los 50° de defle - xión con relación a la pista, con esto se permite que la aeronave tenga una salida rápida pero con velocidades de gran comodidad, así como se reduce el grado de giro de esta.

2.6. PISTAS

Se puede afirmar sin temor a una equivocación, que la o las pistas de un aeropuerto es la médula espinal del mismo; se tiene conocimiento que las pistas sirven para el despegue y el aterrizaje de los aviones y que el buen diseño de las mismas depende la funcionalidad del aeropuerto.

Para el cálculo y colocación de las pistas en el terreno del aeropuerto dependen de diversos estudios, pero el principal es el estudio de los vientos (ROSA DE LOS VIENTOS), ya que de este depende la orientación de las pistas.

El estudio de las frecuencias e intensidades de vientos se efectúa por medio del diagrama de vientos que consiste en una rosa de 16 direcciones.

Dicho estudio consiste en una serie de observaciones que son registradas por un aparato llamado anemocinémógrafo, las informaciones que proporciona es la dirección y la velocidad del viento.

Existen dos tipos de rosa de vientos, una para vientos directos y otra para vientos cruzados. Pero para la mayoría de los aeropuertos se diseña para vientos cruzados, a causa de que se tendrán en pocas ocasiones los vientos directos. Estos estudios no se detallarán pero se presenta una rosa de vientos para cualquier aeropuerto, es recomendable recalcar que cada aeropuerto tiene su rosa de los vientos y que es necesario su cálculo.

Los vientos se clasifican de acuerdo a las intensidades de los mismos, así tenemos que:

- 1.- CALMAS de 0 a 2.6 nudo
- 2.- RANGO I de 2.7 a 13 nudos
- 3.- RANGO II de 13.1 a 26 nudos
- 4.- RANGO III de 26 nudos en adelante.

Para el cálculo de la rosa de vientos cruzados no se considerará las calmas, ni los comprendidos en el RANGO I utilizandose éstos exclusiva

mente para la cuantificación del promedio final en la hoja de cálculo.

Después de este estudio se obtiene la longitud de la pista, que se hace de acuerdo a los manuales de vuelo del avión que tendrá mayor número de operaciones en el aeropuerto.

La secuencia del cálculo sería la siguiente:

- 1.- Determinar el avión crítico
- 2.- Determinar los pesos máximos autorizados
- 3.- Calcular la longitud de pista a peso máximo
- 4.- Calcular el peso de despegue real
- 5.- Calcular las limitaciones respecto a peso máximo autorizado
- 6.- Calcular la longitud de pista a peso reales

Los anteriores pasos se realizarán con gráficas que deberán estar certificadas por las compañías constructoras o en su defecto por las compañías aéreas, que lo operan. También deben de tener en consideración las limitaciones por segundo segmento.

Después, se procederá al diseño del pavimento de la pista.

Por regla general, las pistas y las calles de rodaje deben dispo- nerse de manera que:

- 1.- Proporcionen una adecuada separación en la configuración del tráfico aéreo.
- 2.- Causen la menor interferencia y demora en el aterrizaje, ro- daje y en las operaciones de despegue
- 3.- Proporcionen el recorrido más corto posible desde el área - - terminal hasta las cabeceras de la pista.
- 4.- Esten provistas de las adecuadas calles de rodaje de manera - que el avión que aterriza pueda abandonar las pistas tan rá - pido como sea posible y pueda llegar al área terminal en el - menor tiempo posible.

En los aeropuertos con gran movimiento de aviones, deben de existir adyacentes a las cabeceras de pista, zonas de espera y deben de proyectarse de tal manera que puedan acomodar tres o posiblemente cuatro aviones de los de mayor tamaño previsto, con el suficiente espacio como para que una aeronave pueda rebasar a otra.

2.7 ESPACIOS AEREOS

Los espacios aéreos son las áreas imaginarias que se generan de acuerdo a las necesidades y a la importancia de los vuelos, así como la demanda que este requiere.

Estos son diversos a los cuales se les puede definir como el conjunto de áreas imaginarias que restringen la creación, eliminación y señalamiento de obstáculos, a fin de garantizar un grado satisfactorio de seguridad y eficiencia en las operaciones de los aviones.

Esto se clasifica en:

- a).- Areas de despegue
- b).- Area de aproximación
- c).- Superficie horizontal interna
- d).- Superficie de transición
- e).- Superficie cónica

A continuación se da una breve explicación de cada uno de ellos.

a).- AREAS DE DESPEQUE.- Es la parte especificada del terreno situado más allá del extremo de la pista o de la zona libre de obstáculos en el sentido de despegue. Es una área donde puede ser necesario tomar ciertas medidas de seguridad y eficiencia en las operaciones de aviones durante la fase de subida en el despegue.

La superficie de subida en el despegue, es la parte especificada de un plano inclinado o de otra superficie especificada, limitado en

planta por la proyección vertical del área de subida en el despegue. Lo -- anterior se muestra en la figura 2.4 y 2.5.

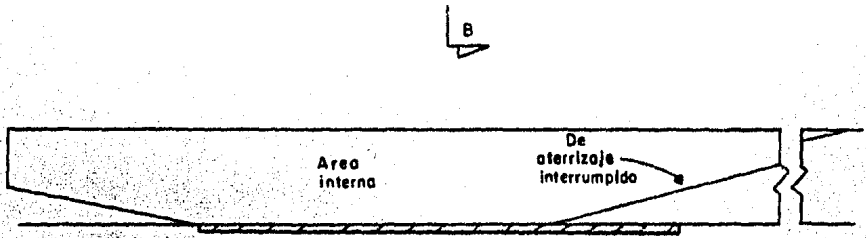
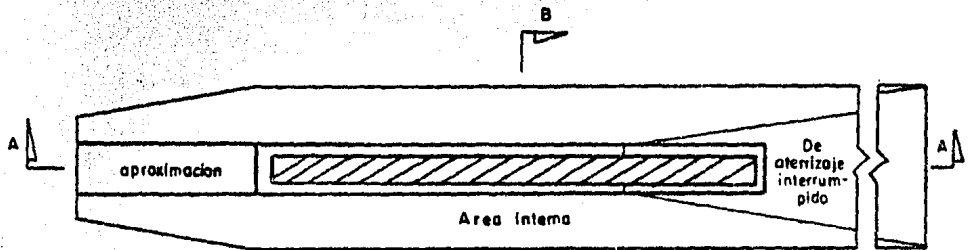
b).- AREA DE APROXIMACION.- Es la parte especificada de la superficie del terreno ó de una extensión de agua anterior al umbral (extremo de la pista). Es una área, donde es necesario tomar una ó más medidas de todas -- las siguientes: restringir la creación de nuevos obstáculos, eliminar o señalar objetos, a fin de garantizar un grado satisfactorio de seguridad y regularidad en las operaciones de los aviones durante la fase de aproximación.

La superficie de aproximación es la parte especificada de un plano-inclinado ó una combinación de planos limitada (en planta) por la proyección vertical del área de aproximación; elegida para establecer los límites verticales, por encima de los cuales pueda ser necesario tomar las medidas descriptas anteriormente. Lo anterior se observa en la figura 2.4 y 2.5.

c).- SUPERFICIE HORIZONTAL INTERNA.- Es la parte especificada de un plano horizontal situado sobre un aeródromo y sus cercanías inmediatas. -- Esta superficie, tal como se indica en la figura 2.4 y 2.5 establece la altura sobre la cual puede ser necesario tomar una ó más de las siguientes medidas: restringir la creación de nuevos obstáculos, eliminar ó señalar objetos, a fin de garantizar un grado satisfactorio de seguridad y regularidad para -- los aviones que maniobran visualmente en el circuito del aeródromo, antes de iniciar la fase de aproximación.

La superficie horizontal interna tiene una altura sobre el punto de referencia de 45 mts. y un radio que se extiende con una longitud de 4,000 -- mts., éstos datos son tomados de especificaciones (Anexo 14 OACI).

d).- SUPERFICIE DE TRANSICION.- Es la superficie especificada de -- pendiente ascendente, que se extiende hacia afuera desde una línea que se -- origina en el extremo del borde interior de cada área de aproximación y que es paralela al eje de la pista en el sentido de aterrizaje.



Sección A-A



Sección B-B

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
2.4

ESPACIOS AEREOS

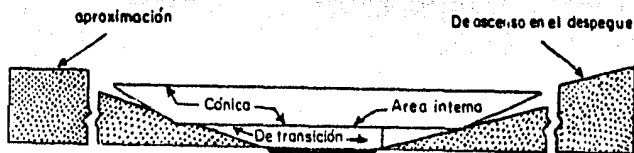
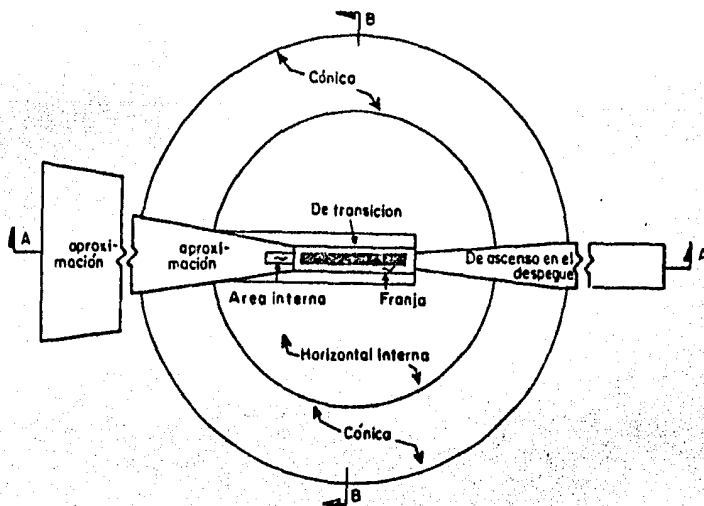
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

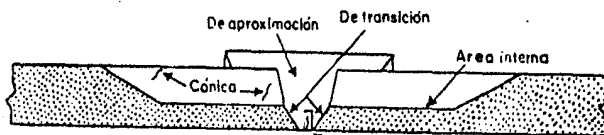
MEXICO DE JULIO DE 1984

La superficie de transición determina las alturas por encima de las cuales puede ser necesario tomar una ó más de las siguientes medidas: restringir la creación de nuevos obstáculos, eliminar ó señalar objetos a fin de conseguir un nivel satisfactorio de seguridad y de regularidad para los aviones que vuelen a baja altura y se encuentren desviados respecto al eje de la pista, en las fases de aproximación ó aproximación frustrada. — Lo anterior se muestra en la figura 2.4 y 2.5.

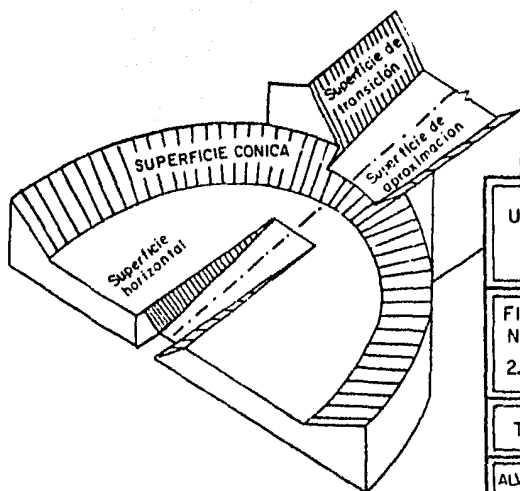
e).- SUPERFICIE CONICA.- Es la superficie de pendiente ascendente que se extiende hacia afuera de la periferia de la superficie horizontal interna y que establece los límites verticales por encima de los cuales — puede ser necesario tomar una ó más de las siguientes medidas: restringir la creación de nuevos obstáculos, eliminar ó señalar objetos con el fin de conseguir un nivel satisfactorio de seguridad y regularidad para los aviones que maniobran visualmente en las proximidades del aeropuerto. Lo anteriormente descrito se observa en la figura 2.4 y 2.5



Sección A-A



Sección B-B



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
2.5

SUPERFICIES
LIMITADORAS DE OBSTACULOS

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984

CAPITULO III

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL CALCULO DEL DRENAJE

Para el diseño de las obras de drenaje que requiere el aeropuerto deben conocerse todas las condiciones y características del terreno y la zona en que se ubicará dicha obra. El conocimiento de todos los factores que se requieren, para el adecuado funcionamiento del sistema de drenaje, da al ingeniero diseñador una absoluta confianza sobre la selección adecuada.

El diseño de las obras de drenaje del aeropuerto no debe tomarse a la ligera, ya que un mal sistema de drenaje tiene consecuencias de gravedad, como es el cierre temporal del aeropuerto y el deterioro continuo de las estructuras de tránsito en los cuales se pueden producir grandes pérdidas a consecuencia de demoras y cancelaciones de vuelos, afectando directamente a la comunidad que utiliza el sistema de transporte aéreo.

3.1. ESTUDIO DE LOCALIZACION DEL AEROPUERTO

La localización del sitio donde se encontrará el aeropuerto, se hace en base a un estudio aerofotogramétrico; el estudio, consta de un vuelo de reconocimiento cerca de la localización, para tratar de encontrar diversos sitios posibles, para el mismo.

Una vez encontrados los sitios en la fotografía aérea se ordena un plano del lugar generalmente se utiliza una escala 1:25,000 y cotas a 25 metros siendo más que suficiente, el plano se reduce a una escala de 1:100,000 para facilitar el trabajo.

La persona que tenga a su cargo la selección del lugar conveniente para un nuevo aeropuerto, debe establecer primeramente la ubicación exacta y sus dimensiones.

El paso siguiente es dibujar las pistas de acuerdo con el plan

maestro considerando los espacios aéreos que son: plano de aproximación, - plano de despegue, superficie horizontal interna y superficie cónico, su - perficie de transición; en papel transparente.

Después de dibujado se encima en el plano para saber si esa ó esas pistas se pueden colocar en los sitios seleccionados.

La orientación de las pistas se hacen en función de las caracte - rísticas meteorológicas y espacios aéreos.

Los estudios de planeación determinan el plan maestro que a su -- vez determina el número de pistas de acuerdo a la demanda.

La localización de un aeropuerto estará condicionada a los siguien - tes factores:

- 1.- Tipo de desarrollo del área circundante
- 2.- Condiciones atmosféricas
- 3.- Accesibilidad al transporte terrestre
- 4.- Disponibilidad de terreno para ampliación
- 5.- Presencia de otros aeropuertos de la zona
- 6.- Obstrucciones circundantes.
- 7.- Economía de la construcción
- 8.- Disponibilidad de medios
- 9.- Proximidad de demanda aeronáutica

La mayor parte de estos criterios también pueden aplicarse a las - ampliaciones de los aeropuertos existentes.

Las dimensiones necesarias de un aeropuerto, dependen principal - mente de los siguientes factores:

- 1.- Características de las funciones a realizar y tamaño de las - aeronaves que se espera vaya a utilizar el aeropuerto.
- 2.- Previsión del volumen de tránsito.

3.- Condiciones metereológicas (Viento y Temperatura)

4.- Altitud del emplazamiento

El estudio de localización, no se lleva a cabo si no se cuenta con la justificación del aeropuerto, en donde incluirán justificaciones de las aeronaves y el equipo de navegación que lo constituirá.

3.2. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Una vez seleccionado el lugar en que se localizará el aeropuerto— se procede a obtener las características fisiográficas, topográficas, oro— gráficas, de un estudio más detallado que se denomina "Estudio Topográfico".

De este estudio, se puede obtener la mayor información posible, — sobre las condiciones del terreno en que se alojará el aeropuerto, como de los alrededores del mismo, algunas condiciones podrían ser el tipo de terre no como son plano, lomerío y montañoso. También los tipos de escurrimiento que tiene la zona, pueden ser de gran utilidad para el diseño de las obras de drenaje e hidráulicas que sean necesarias.

El estudio se realiza como sigue: con las fotografías aéreas; ob — tenidas de previo vuelo de reconocimiento, se van uniendo todas las posi — bles, en las cuales se pueda observar el área del aeropuerto así como su — zona de influencia, a esto se le conoce como mosaico fotogramétrico. Des — pués de haber terminado el mosaico, se puede dar una idea de la zona de — estudio, la apreciación de la zona depende de la altura a que fueron toma — das las fotografías, así como de la precisión de los aparatos con que cuente el avión utilizado para el trabajo.

Simultaneamente, se puede observar el uso que se le da al suelo, — pudiendo ser: agrícola, ganadero, educativo, recreativo, industrial, habita cional, municipal, etc. Este dato puede ser de gran utilidad para el dise ño de las obras, ya que en base a ello se podrá dar una idea del comporta — miento que puede tener el escurrimiento superficial.

Ya terminado el mosaico se pasa al gabinete para la elaboración de los planos de restitución, en los que se dan con más detalle — las condiciones del terreno; en dichos planos la variación entre curvas de nivel debe ser a cada 10 metros, también se pueden observar los escurrimientos superficiales que tenga la zona, también se ven las construcciones en la misma. De los planos se pueden obtener los datos fisiográficos de la cuenca como son: parteaguas de la cuenca, área y pendiente de la cuenca, longitud del cauce principal, pendiente del cauce y otros.

Después de tener el panorama general del área de influencia, el ingeniero encargado del diseño de las obras de drenaje podrá tomar los datos necesarios para los estudios que se requieran en el diseño de las obras de drenaje, como en la ubicación de cada una de ellas dentro de la zona del aeropuerto, como fuera del mismo.

3.2.1 OROGRAFIA

Para poder darse una idea del comportamiento que tiene el agua en el terreno, es necesario el conocimiento del terreno como son: las pendientes, tipo de vegetación, características climatológicas del área, tipo de suelo y otros más.

El patrón de drenaje y los tipos de corriente son de vital importancia, para el ingeniero diseñador de las obras de drenaje. A continuación se hace mención a los diversos tipos de corrientes que se puede tener en una cuenca.

1.- DRENAJE DENDRITICO.- ("Como Arbol").- Se le llama así cuando casi todas las corrientes siguen una especie de ramificaciones en el sentido de que reciben tributarios; estos tributarios tienen a su vez, otras más pequeños, pero la forma en que se desarrolla la ramificación varía sensiblemente.

Este tipo de drenaje se asemeja a las ramificaciones de un arce, una encina u otro árbol caduco (Ver figura 3.1.a).

Un patrón dendrítico se desarrolla cuando las rocas presentan una resistencia a la erosión uniforme y no ejercen control sobre la dirección de crecimiento del valle. Esta situación se crea al tratarse de rocas sedimentarias (prácticamente horizontales), de rocas ígneas o metamórficas macizas. Las corrientes pueden cortar con igual facilidad en un lugar o en otro; el patrón dendrítico es, en cierto sentido, el resultado de la orientación de las corrientes.

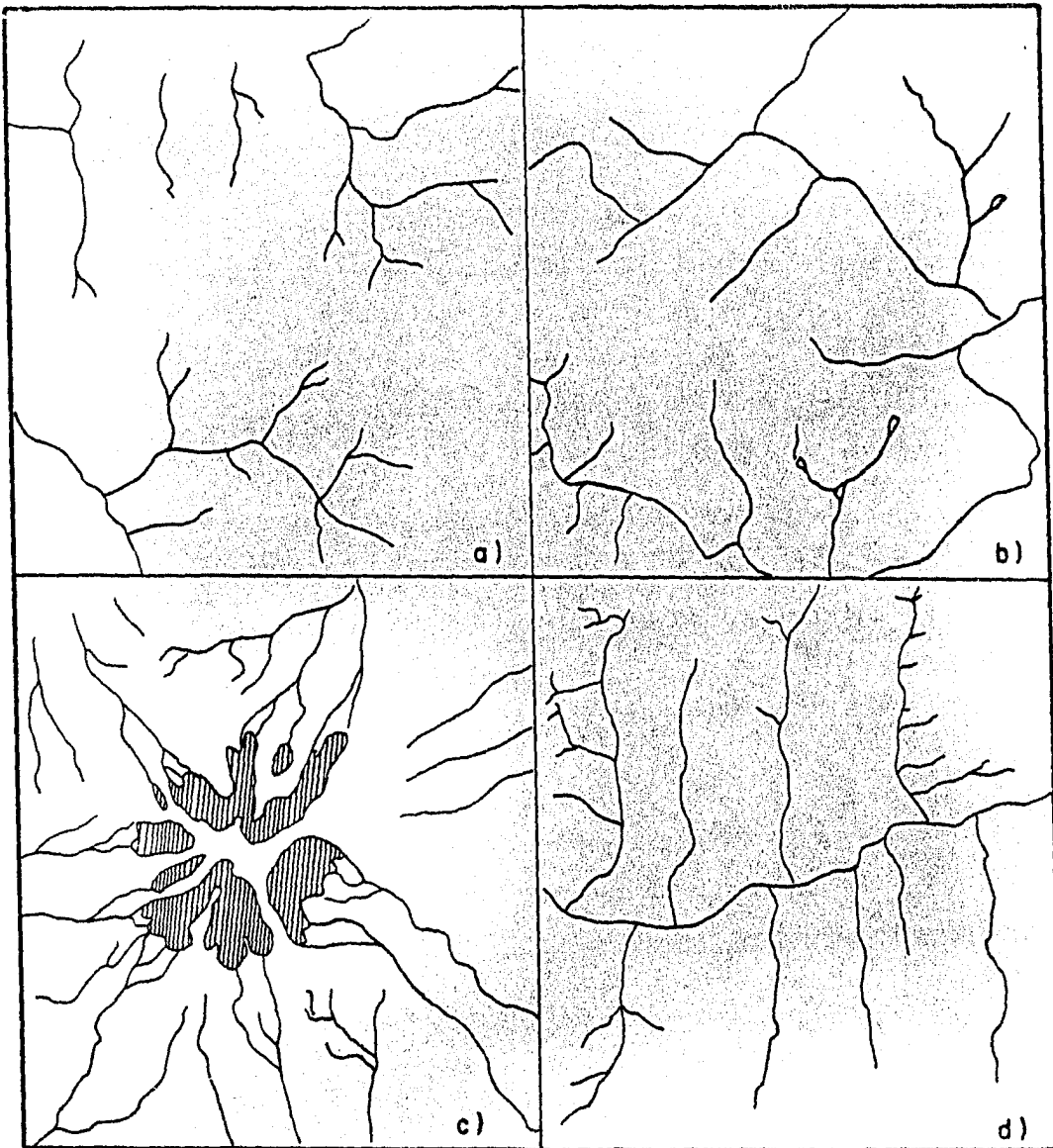
2.- DRENAJE RECTANGULAR.- Se llama así, cuando todas las corrientes tributarias y la corriente principal siguen cursos caracterizados por curvas en ángulo recto. (Fig. 3.1.b).

Este tipo de drenaje se forma cuando la roca subyacente está cruzada por fracturas casi perpendiculares entre sí, formando zonas de debilidad peculiarmente vulnerables a la erosión.

3.- DRENAJE RADIAL.- Se llama así cuando todas las corrientes radian hacia fuera en todas direcciones desde una zona central elevada. Es probable que el patrón se desarrolle sobre los flancos de un volcán recientemente formado, donde las corrientes y sus valles radian hacia fuera y hacia abajo de distintos puntos, alrededor del cono (Fig. 3.1.c)

4.- DRENAJE EN ENREJADO.- Este tipo de drenaje tiene un parecido al drenaje rectangular, pero con la diferencia de que sus tributarios y secundarios llegan al principal directamente en ángulo recto. (Fig. 3.1.d).

Esta forma de drenaje, se debe a la presencia en el subsuelo de rocas que difieren en su resistencia a la erosión. Generalmente, aunque no siempre, el drenaje en enrejado indica que en la región subyacen bandas alternadas de roca resistente y de roca no resistente.



- a) DRENJE DENDRITICO
- b) DRENAJE RECTANGULAR
- c) DRENAJE RADIAL
- d) DRENAJE EN ENREJADO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
3.1

PATRON DE DRENAJES

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984

De lo anterior, se puede concluir que: de acuerdo al tipo de drenaje que predomine en una zona, se puede determinar en forma general las características del área en que se localizará el aeropuerto.

Otro de los principales problemas que se puede presentar, es el de las aguas subterráneas, pero se tratarán con mayor detalle en -- estudios geotécnicos.

3.3. ESTUDIOS GEOTECNICOS

El conocimiento del subsuelo, es de vital importancia en todas las obras civiles, en un aeropuerto, el terreno en el que se alojarán las pistas, plataforma de estacionamiento, zona de combustible, -- bodegas hangares y demás instalaciones, tienen como condición dar seguridad a todos estos. Esto es, que se deben diseñar adecuadamente para evitar el hundimiento ó deterioro de las obras a causa de las fallas de terreno.

Los estudios geotécnicos, básicamente consisten en la determinación de las características estatigráficas del subsuelo, las propiedades físicas y de los parámetros necesarios para el diseño así como la definición del adecuado manejo de los materiales que empleen en la construcción del aeropuerto.

Estos estudios se realizan en la siguiente forma: Se procede a una exploración de campo y después se pasan a los estudios de laboratorio, para de ellos obtener la información requerida.

a).- Exploración en campo

La exploración se realiza en los sitios destinados a las estructuras que requieran estos estudios, realizando sondeos ya sean -- superficiales ó profundos.

En la investigación de las características de los materiales

superficiales, deben programarse sondeos en todos los elementos de tránsito, como son pistas, calles de rodaje, plataforma, caminos de acceso y estacionamiento de vehículos.

Para las estructuras del área terminal se realizarán sondeos profundos; con la idea de comprobar que en estas zonas no existan cavernas ó discontinuidad geológica que pusiera en peligro la estabilidad de las estructuras.

b).- Laboratorio

Después de obtener las muestras en campo se transportan al laboratorio, para que se realicen los estudios que requieren, estos se hacen con el objeto de determinar las principales características de los materiales en estudio.

Algunas de las pruebas que se realizan en el laboratorio son las siguientes:

- Humedad y clasificación
- Límite líquido y límite plástico
- Contracción lineal
- Granulometría
- Peso volumétrico natural
- Peso volumétrico máximo (Proctor Porter)
- Valor relativo de soporte (En capa subrasante)
- Valor relativo de soporte modificado (95 y 100% de compactación)
- Equivalente de arena (Para conocer la cantidad de arcilla)
- Pruebas de compresión axial (No confinados)
- Densidad de sólidos
- Otras.

De los resultados, que se podrán tomar las consideraciones pertinentes, por ejemplo: en la construcción de las alcantarillas, las que se pueden colocar con recubrimiento adicional ó sin el, es preciso, considerar, en estas estructuras, la influencia de las cargas debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura, antes ó después de que ésta haya sido debidamente protegida por su colchón de tierra.

Si no se conociera el terreno en que se alojará la alcantarilla así como los efectos que podrá tenerse en el terreno, también del material que se colocará no se puede saber ó tener la idea de cuantas pasadas necesita para quedar compactado adecuadamente el relleno.

Por lo anteriormente expuesto, se puede dar idea de la necesidad de los estudios geotécnicos.

3.3.1 AGUAS SUBTERRANEAS

Es importante el conocimiento de la saturación del subsuelo ó la localización de ríos subterranos, ya que este fenómeno puede ocasionar grandes daños a pavimentos y edificaciones del aeropuerto.

El agua subterránea puede aparecer en dos zonas diferentes: la de aereación y la de saturación. En la zona de aereación, los poros del suelo están parcialmente rellenos de agua y parcialmente rellenos de aire. En la zona de saturación, el agua llena totalmente (por lo menos para efectos prácticos) los vacios del suelo. Por regla general, la primera zona esta situada arriba de la segunda.

Al lugar geométrico de los puntos en la zona de saturación, en que la presión del agua es igual a la presión atmosférica se le llama nivel de aguas freáticas ó más brevemente, nivel freático. El nivel freático es la zona que separan las zonas de aereación y la de saturación.

La estabilidad de los pavimentos de una vía terrestre se ve -- fuertemente afectada por los flujos de agua existente en el interior de las masas del suelo y como es natural, se presentarán condiciones críticas en aquellas zonas que tenga una alta precipitación pluvial con características pobres en cuanto a resistencia y deformabilidad de los suelos, que constituyen las terracerías de la obra, su terreno de cimentación y aún su inmediato contorno geológico.

El agua que se infiltra en el contorno geológico, por el que se desarrolla la obra, puede perjudicar seriamente a los pavimentos y parte superior de las terracerías que haya de construirse para aquella.

El agua puede llegar a estas capas por otros caminos, como por ejemplo: elevación del nivel freático, por filtraciones de agua de lluvia a través de la carpeta, etc., pero en cualquier caso su presencia es siempre indeseable.

Siempre que se vaya a construir una aeropista deberá hacerse -- una exploración, para determinar la presencia, origen y causa de las -- aguas subterráneas; una de las manifestaciones más frecuentes de tal -- problema es, un nivel freático alto en todo el área de la estructura por construir ó en parte de ella. El estudio a que se ha hecho referencia -- permitirá dilucidar si el agua del subsuelo se encuentra:

- a).- Confinada en estratos permeables sobre estratos impermeables.
- b).- En zonas bajas de un estrato permeable con ondulaciones
- c).- Confinada en un estrato permeable subyacente a otros impermeables.
- d).- En zonas de inundación de un lago, río ó mar.

El buscar una zona libre de este tipo de problemas, es uno de los requisitos que se desean en una buena localización y sólo cuando tal

zona no exista entre las ubicaciones posibles y económicas, quedará justificado construir la estructura en un lugar con problemas específicos - que hagan necesario un subdrenaje de importancia; la razón (obviamente) - es el elevado costo de estas obras.

3.4. ESTUDIO HIDROLOGICO

En el proyecto geométrico del aeropuerto, el drenaje ocupa una de las partes más importantes, pues de ésta depende en gran parte el - buen funcionamiento de sus instalaciones.

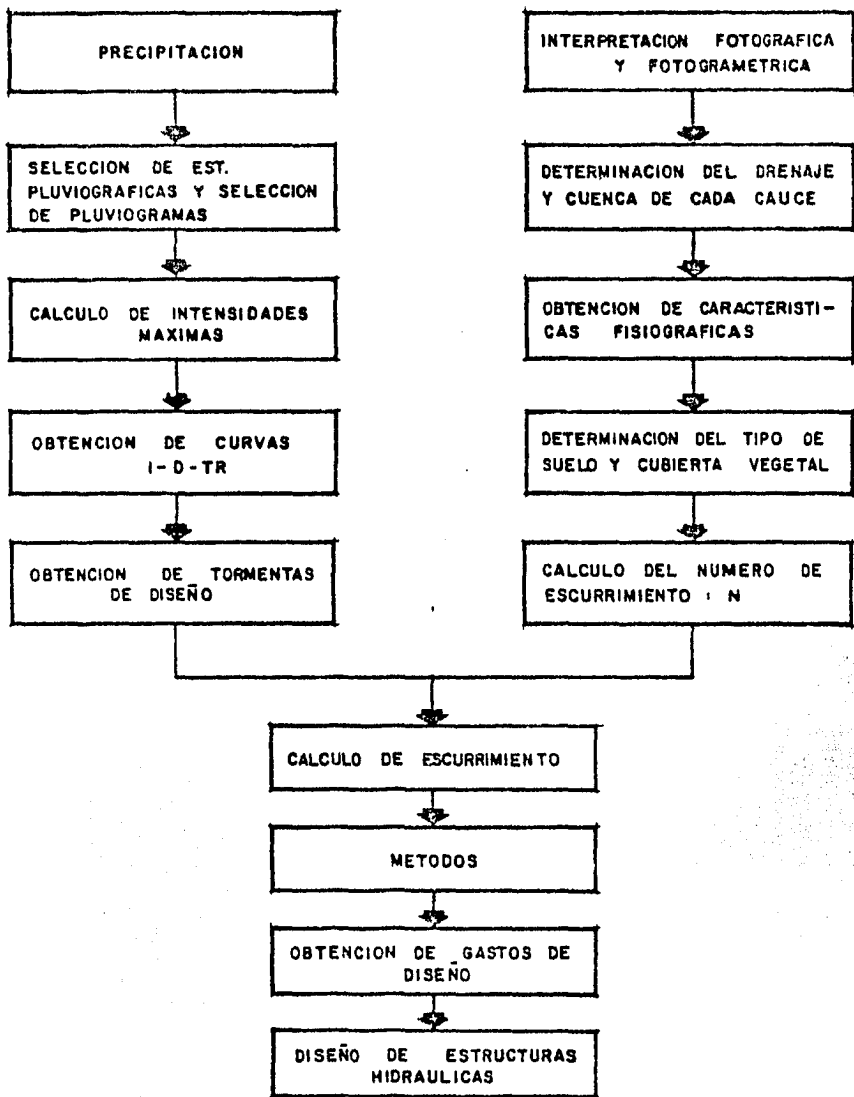
Para conseguir este fin, deberán interceptarse todos los escu - rrimientos naturales que crucen las zonas del aeropuerto, conducirlos a zonas bajas, alejadas ó bien a arroyos para evitar inundaciones.

Debido a la complejidad de los procesos naturales que intervienen en el ciclo hidrológico, es difícil examinarlo mediante un razonamiento deductivo riguroso. No siempre es aplicable una ley física fundamental para determinar el resultado hidrológico esperado, más bien, lo - razonable es partir de una serie de datos observados, canalizados estadísticamente y establecer la norma que gobierne dichos sucesos (ver. - figura 3.2.)

Lo anterior, establece la necesidad de contar con registros de varios años de los diversos componentes que intervienen en el ciclo - hidrológico, como son: precipitaciones, nevadas, avenidas, etc.

El principal objetivo del estudio hidrológico es determinar la magnitud de los gastos máximos a diferentes períodos de retorno.

Para esto, se hace la localización perfecta de la zona en estudio sobre planos topográficos, restituciones, cartas ó fotografías aéreas a las escalas convenientes. Se definen las cuencas de importancia y la red hidrológica asociada a cada una de ellas.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 3.2 DIAGRAMA DE EJECUCIONES PARA LA DETERMINACION DE LOS ESCURRIMIENTOS.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO MEXICO D.F. JULIO DE 1964

Se determina la topografía de la cuenca, los porcentajes de tipo de terreno que lo forman, tales como: montaña, lomerío fuerte, lomerío simple, planicie, etc. Es necesario hacer una inspección ocular de la región con el objeto de comprobar lo anterior.

Se determinan las características fisiográficas de las cuencas en estudio: área, pendiente media de la cuenca, longitud y pendiente media del cauce principal, así como los valores aproximados del tiempo pico y tiempo de concentración.

En general cada problema hidrológico tratado de esta forma, es único y las conclusiones cuantitativas de su análisis, no puede extrapolarse a otro por muy semejante que éste sea.

A continuación se describe el estudio hidrológico.

3.4.1 DIVERSOS TIPOS DE PRECIPITACION

Debido a la vital importancia que tiene la precipitación en el diseño de cualquier obra de drenaje, se presentará a continuación su definición así como la manera en que se generan los distintos tipos de lluvia.

Se considera a la precipitación como el agua proveniente de la atmósfera, que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico.

Para que se origine, la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación, la precipitación puede ser de tres tipos: por convección, orográfica y ciclónica.

1.- Precipitación por convección

La precipitación por convección se origina por el levantamiento-

de masas de aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. Al irse elevando dichas masas de aire se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y precipitación. Es la más común en los trópicos.

2.- Precipitación Orográfica

La precipitación debida al levantamiento de aire producido por las barreras montañosas se denomina orográfica. No es muy claro si el efecto de las montañas ejerce una acción directa de sustentación o si induce a turbulencias y corrientes de convección secundaria, pero en cualquiera que sea la situación ocurre un desplazamiento vertical de la masa de aire, produciéndose un enfriamiento, del aire, su condensación y precipitación.

3.- Precipitación de tipo ciclónica

Esta precipitación generalmente está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire a diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento de aire se origina por convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire en un área de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire que ha sido calentado sobre el frío. Este levantamiento puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío ó cuando el aire frío se mueve sobre el caliente; si sucede el primero de los casos se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre el segundo se tendrá un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre un área bastante grande y tiene características ligeras a la vez que continuas. La precipitación originada por un frente frío es por el con-

trario de características intensas y de corta duración; generalmente se distribuye cerca de donde se genera la superficie frontal.

3.4.2. PROCESAMIENTO DE DATOS

Con el material fotogramétrico del área de la cuenca se pasa al gabinete, para elaborar en base a la fotografías lo que se conoce como planos de restitución, o sea una serie de planos topográficos más detallados de la región propuesta, debiendo expresarse en dichos planos la variación de las curvas de nivel a cada 10 metros. Por medio de esta representación se obtienen datos de tipo fisiográficos, que son de gran importancia en el diseño hidráulico de cada obra de drenaje en particular. Los datos son vitales para el buen funcionamiento del sistema de drenaje ó cuando se desee modernizar este.

Con el material fotogramétrico, se determina la hidrografía regional y se definen las cuencas asociadas a cada cauce por estudiar; así mismo, se determinan las características más importantes tales como, área de cuenca, longitud máxima del cauce principal, pendiente media del cauce principal, valores aproximados del tiempo de pico y tiempo de concentración. A continuación se da una breve descripción de estos.

LA CUENCA DE DRENAJE DE UNA CORRIENTE.- Es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte ó todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. La cuenca está limitada por su parte aguas, que es una línea imaginaria que divide las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento (originado por la precipitación) que en cada corriente fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas, está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y muchas veces, se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su estudio.

Las sub-áreas ó cuencas tributarias estarán a su vez delimitadas por parteaguas interiores.

EL AREA DRENADA DE UNA CUENCA.- Es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas, generalmente ésta área se determina con un planímetro y se expresa en Km².

LA LONGITUD DE LAS CORRIENTES.- En general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros.

Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

LA PENDIENTE DE UN TRAMO.- De un cauce, se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido entre la longitud horizontal de dicho tramo.

Una forma de valuar la pendiente, (que trata de ajustarse a la pendiente real), es usando la ecuación que proponen Taylor y Scharz.

$$S = \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + \dots + \frac{1}{s_m} \right)^2$$

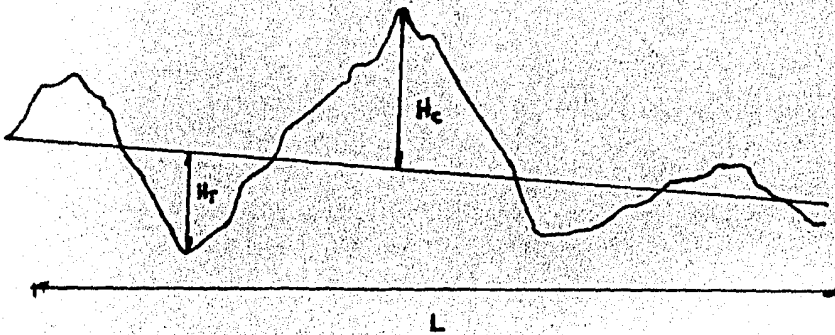
en donde:

S = Pendiente media del tramo en estudio

m = Número de segmentos iguales en los cuales se sub-divide el tramo en estudio.

s₁, s₂, s_m = Pendiente de cada segmento.

El mismo criterio para obtención de la pendiente del cauce de un río, se puede utilizar para definir la pendiente de las aeropistas, únicamente con una gran diferencia, que se toman solamente con base en la subtrazada (previamente) en el perfil topográfico, que es la cota más grande de corte (Hc) menos la cota más grande de terraplen (Ht) dividida entre la longitud total de la pista.



Pendiente de la aeropista = $\frac{\text{Cota máx de corte} - \text{Cota máx de terraplen}}{\text{longitud total de la pista}}$

$$P.A. = \frac{H_c - H_t}{L}$$

3.4.3 ESTIMACION DE LAS CARACTERISTICAS DE INFILTRACION

Infiltración, es el proceso por el cual el agua penetra en los estratos de la superficie del suelo y se mueve hacia el manto freático.- El agua primero satisface la deficiencia de humedad del suelo, y después cualquier exceso pasa a formar parte del agua subterránea. La cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones - se llama capacidad de infiltración.

La infiltración puede considerarse como una secuencia de tres - pasos: entrada en la superficie, transmisión a través del suelo y agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo.

La infiltración ó entrada del agua en la superficie del suelo, puede obstruirse por el lavado de finos y el impacto de gotas de agua, lo cual evita o retarda la entrada al suelo, por este hecho un suelo — con buena red de drenaje puede tener baja capacidad de infiltración. — La vegetación tiene una influencia importante en este aspecto. Ahora, — la rapidez con que el agua penetra en un suelo depende de su capacidad de infiltración. El almacenaje disponible en cualquier horizonte, de — depende de su porosidad, espesor y contenido de humedad.

El tipo de suelo y cubierta vegetal tienen una marcada influencia en el potencial de escurrimiento, de una cuenca por tanto, se ha optado por expresar lo anterior en función de valores numéricos que — representan o expliquen la diferencia en volumen entre precipitación y escurrimiento.

3.4.4. CURVAS-INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO

Para la estimación de los escurrimientos, para diferentes — períodos de retorno en la cuenca base, en muchas ocasiones es conveniente conocer el régimen de escurrimiento de los ríos más cercanos a las — cuencas en estudio, dado que esta información nos permitirá estimar el — valor de la avenida máxima probable.

Por lo tanto, en las cuencas se aplicará el método de Gumbel a los registros de gastos máximos anuales, en la misma forma que se tratarón las precipitaciones.

Haciendo uso de un pluviógrafo, se conoce la intensidad de precipitación que se define como, la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó. El período de retorno se define como el interválo promedio de tiempo dentro del cual un evento de magnitud dada, puede ser igualada ó excedido por lo menos una vez, para determinar el período de retorno se requiere tomar en cuenta; costo de la obra, daños que se pue-

den tener al presentarse una falla, costo de mantenimiento, inconvenientes y perjuicios, en caso de que falle la obra y riesgo de vidas humanas.

Para la obtención de estas curvas, se emplean los registros de pluviografos, aplicando el método de Gumbel a los registros existentes, para la estimación de las intensidades correspondientes a períodos de -- retornos de 10, 20, 30, 50 y 100 años y trazando las curvas en papel -- logarítmico, graficando intensidades contra duración de tormenta para -- cada período de retorno.

Cuando estas curvas no son de la cuenca en estudio, sino de una estación cercana a ésta, se utilizará estos datos estableciendo factores de transporte, es decir, haciendo una corrección con una relación P_a/P_b , en donde P_a , es la precipitación media anual, tomada de la carta de Isoyetas, de las cuencas en estudio y P_b , tiene el mismo significado en el lugar donde se localiza la estación pluviográfica.

3.4.5. CALCULO DE AVENIDA DE DISEÑO

3.4.5.1 CRITERIOS PARA OBTENER LA PRECIPITACION MEDIA EN TODA LA CUENCA.

La mejor forma de evaluar la magnitud de las tormentas, es por medio de los aparatos, con que cuentan las estaciones climatológicas -- anteriormente descritas, puesto que ellos pueden proporcionar una serie de datos sumamente útiles para el diseño de las obras hidráulicas como -- posteriormente se podrá apreciar. A continuación se mencionarán los -- estudios hidrológicos más recientes e importantes que permiten poseer -- cierto criterio para el diseño del drenaje. Antes de empezar con los -- métodos existentes, es interesante mencionar, que para el análisis hidro -- lógico de cualquier cuenca intervienen los dos conceptos considerados -- como más importantes, que son el escurrimiento y la precipitación. Para un diseño de drenaje adecuado deben existir registros de mediciones, --

efectuados durante las tormentas que se han presentado en la región, para poder interrelacionar a los conceptos antes mencionados, siendo aquí la primera y tal vez más importante aportación de las estaciones climatológicas, aunque es oportuno aclarar que en lo que se refiere al escurrimiento, debe contarse con una estación de aforo instalada en la corriente principal de la cuenca en estudio. De la correcta interpretación y de la relación que se haga de los conceptos, así como de la estimación de condiciones que no se pueden medir directamente, como es el caso de una tormenta que se presentó antes de que se tuvieran registros en esa área, o de la predicción de probables tormentas que se puedan llegar a presentar. De las mediciones y predicciones que se hagan depende el buen funcionamiento del drenaje en la vida útil del mismo.

Para poder hacer uso de los métodos existentes que relacionan a la precipitación con el escurrimiento (por medio de los cuales se llega como resultado a obtener un gasto líquido de diseño), conviene antes tratar ciertos conceptos a los que hacen referencia en dichos procesos.

Se denomina intensidad de una lluvia, al valor medio de la misma obtenida a partir de relacionar la altura total de lámina de agua entre el tiempo de duración de la misma, y es por ésto que en muchas ocasiones se suele utilizar la altura de precipitación total referida al término de la duración de la tormenta, en cualquiera de los dos casos anteriores se necesita de la existencia de un pluviógrafo, que registre la distribución de la tormenta con respecto al tiempo, desafortunadamente en la mayoría de los casos en que se pretende diseñar alguna estructura hidráulica no se cuenta con este tipo de datos, razón por la cual, en muchas ocasiones se requiere de hacer transposiciones de datos obtenidos en otra estación climatológica, llegándose a dar el caso de tener que extrapolar datos de una cuenca a otra.

Es evidente que las características de una tormenta se refieren-

a la estación que la registró, y para obtener el valor medio de la precipitación en toda la cuenca, se requiere del mayor número de datos que puedan ser aportados por estaciones localizadas en la cuenca y fuera de ella, información que se requiere relacionar, para obtener el valor - representativo de la altura de lámina de agua en toda la cuenca, esto - se puede determinar por tres procedimientos: el primero de ellos es el llamado promedio aritmético proceso bastante rudimentario, puesto que - como su nombre lo indica solo es una de las alturas de precipitación - dividida entre el número de estaciones que se encuentran en esa región, este procedimiento se puede aplicar cuando se requiere tener una idea - rápida del valor promedio de la altura de lluvia.

El segundo procedimiento es el de Thiessen, mismo que requiere para su aplicación, conocer la localización exacta de las estaciones, - para estar en posibilidad de tomar en cuenta el área de influencia de - cada estación y a partir de ella obtener la precipitación media en toda la zona.

Por último el método de las isoyetas, que requiere para su - aplicación de un plano que tenga representado los puntos de igual precipitación en esa región, contando con el inconveniente de que se debe tener cuidado el trazar el plano de las isoyetas, puesto que depende - de este paso, poder obtener un resultado óptimo de la altura de precipitación media sobre la cuenca; no obstante de sus inconvenientes se - puede considerar que este procedimiento es el más exacto de los tres.

Con la aplicación de los métodos anteriormente descritos, se puede obtener un valor bastante real y confiable en el diseño, pero en algunas ocasiones puede llegarse a dar el caso de carecer de estaciones suficientes para la aplicación de alguno de estos tres procedimientos, para lo cual si el área que deseamos drenar no es muy grande se - puede confiar en los datos registrados en la estación más cercana, y - tomar a estos datos como reales para la región que nos ocupa.

Una de las ventajas de poder usar los tres procesos antes descritos, es que toman en cuenta el área de influencia de cada estación, efecto que nos deja en posibilidad de poder construir las curvas denominadas, altura de precipitación-área-duración. Si además de estas curvas podemos contar con cinco años de registros anteriores, se tienen suficientes elementos para garantizar que el diseño se realice en una forma más real y confiable.

El aspecto más importante a conocer en el problema es el escurrimiento, puesto que en él se verán reflejadas todas las características de la cuenca tanto de tipo topográfico, como geológico. Para obtener el valor del escurrimiento de lluvia que va a afectar a cualquier estructura, debe comprenderse que el volumen total de la tormenta se divide en dos partes, la precipitación subterránea y superficial, la primera de ellas es producto del agua que se infiltra en la tierra y debido al efecto del gradiente hidráulico tiende a fluir hacia las zonas más bajas.

El segundo es producto de la lluvia en exceso, que no es otra cosa que la precipitación total menos las pérdidas que sufre este volumen, por los efectos de la retención de plantas, construcciones, evaporaciones, evapotranspiraciones e infiltraciones. Para el problema que nos ocupa, es bastante aceptable solo tomar en cuenta el escurrimiento superficial, que como mencioné antes, se ve afectado por los factores descritos, además de intervenir en su distribución, con base en la densidad de corrientes y la pendiente del terreno natural. Uno de los factores, que más influye en el volumen de escurrimiento directo, es el concepto de infiltración, que es el volumen de agua que puede penetrar en la superficie de la cuenca, dependiendo de la capacidad del suelo para captar, sus características físicas como: el uso que se le dé a la tierra, granulometría de la misma, estado de compactación en que se encuentre y de la

cantidad de agua que pueda retener el terreno en contra de la acción de la gravedad. Así pues, cuando se presenta una lluvia de baja intensidad y larga duración se infiltra menos el agua, que cuando se presenta una lluvia de gran intensidad y corta duración. Como se ha podido observar la infiltración se puede obtener de mediciones directas efectuadas en el campo, aunque también se puede estimar a partir del uso de una serie de fórmulas empíricas mismas que no son del todo confiables, puesto que generalmente son válidas solo para las zonas en donde fueron deducidas.

La forma más racional de cuantificar este concepto es por medio de la relación precipitación-escurrimiento, el cual tiene implícitos todos los factores de pérdidas que afectan al volumen total de las lluvias anteriormente descritos; para estar en posibilidad de aplicar este procedimiento debe destacarse que se requiere de estaciones de aforo en el cauce principal para poder valorar el escurrimiento en una forma directa, pero lo más común es que no se cuenta con estas estructuras, pudiéndose entonces aplicar el método de sección-pendiente, el cual requiere de conocer la altura máxima que ha tenido la corriente en el cauce, esto se puede saber a partir de las huellas dejadas por las tormentas al pasar por el cauce o bien por datos aportados de gente que habita esa zona, los que pueden proporcionar la altura máxima que hayan observado en un lapso de 10 años. Estos datos, ya bien sean aforados o estimados, se representarán gráficamente en lo que se conoce como un hidrograma, el cual puede estar representando a una tormenta aislada o bien la distribución de una serie de tormentas a lo largo de varios años de registro. A continuación se describen los elementos más usados de un hidrograma.

Se llama gasto pico, al máximo volumen de agua que puede transitar en un determinado punto del cauce al presentarse una tormenta. Para la acumulación de este caudal se requiere que haya transcurrido el tiempo de concentración, concepto que puede definirse como el tiempo que tarda en recorrer el agua desde el punto más alejado de la cuenca al

punto de desfogue de la misma, es interesante destacar que este tiempo puede ser extrapolando el intervalo que tarda el agua en recorrer desde los linderos de un aeropuerto hasta el canal o estructura de drenaje que los conducirá fuera de la zona de pistas, o el lapso que emplea en transitar por ríos o estructuras artificiales. Cuando se está diseñando una alcantarilla, su determinación se puede hacer en una forma directa o con el uso de fórmulas empíricas.

Es posible manejar los datos de precipitación de determinada zona en forma estadística, con lo cual es factible obtener las curvas intensidad-duración-frecuencia, mismas que proporcionan la posibilidad de obtener una tormenta de diseño con un intervalo de ocurrencia definido a partir de la importancia de la obra que se pretenda construir.

Del análisis de este tipo de estudio se concluye que (por lo general), una lluvia de gran intensidad está asociada a una corta duración, en cambio una lluvia de baja intensidad está asociada a una larga duración. Por otro lado para poder relacionar la intensidad de dos tormentas que tienen igual duración (pero que con la frecuencia aumenta la intensidad) existen una serie de ecuaciones empíricas pero la que más aceptación ha tenido es la que posteriormente mencionaremos, esta ecuación puede ser de gran utilidad cuando se esté tratando de predecir la intensidad que se tendrá en una zona cuando se posean dos tormentas que tengan igual duración con frecuencias diferentes, mismas que van a hacer variar el valor de la intensidad buscada, siendo la expresión mencionada:

$$i = \frac{K \cdot T^x}{a \cdot t^n}$$

en donde:

i = intensidad promedio de la lluvia en mm/h

T = período de retorno en años

t = tiempo de duración de la lluvia en minutos

K, a, x, n = coeficientes que dependen de la localización geográfica de la región

Con esta fórmula, se puede evitar la incertidumbre de no saber que tormenta elegir cuando se tienen las circunstancias arriba mencionadas.

3.4.5.2 SELECCION DE METODOS

Existen muchos métodos para valuar el gasto máximo de ocurrencia en una alcantarilla o estructura de drenaje, pudiéndose emplear desde fórmulas empíricas, hasta procedimientos estadísticos bastante elaborados que toman en cuenta gran cantidad de factores. A continuación se presentarán las fórmulas más conocidas o usadas, así como las más recientes acerca del problema que nos preocupa, con el fin de poder valorar la utilidad y aplicación de estas en los sistemas de drenaje de los aeropuertos.

A continuación se hará mención de algunos métodos como: el De-Talbot, Racional, Henderson, de la Sociedad de Ingeniería Civil de Boston, Chamier y algunos probabilísticos.

METODO DE TALBOT

Una de las fórmulas que eran más usadas en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes es la debida a Talbot, procedimiento que permite obtener directamente el área hidráulica necesaria de la alcantarilla o estructura de drenaje que se vaya a utilizar, teniendo en cambio una serie de defectos que hacen que este método sea considerado como obsoleto, como posteriormente se aplicará. Así pues la fórmula de Talbot se basa en la siguiente expresión:

$$A = 0.183 (C) \sqrt[4]{m^3}$$

en donde:

A = área libre requerida por la alcantarilla o estructura de drenaje.

m = área de influencia que está afectando a la obra diseñada

C = coeficiente que depende del contorno del terreno, en lo se refiere principalmente a su topografía y condiciones drenado.

Este último coeficiente varía desde un valor igual a 1 para terreno rocoso hasta un valor igual a 0.20 para terrenos a nivel que no se afectan por el encharcamiento o inundaciones de consideración.

Este método tiene la gran desventaja, de no tomar en cuenta las características de la tormenta ni la ocurrencia de la misma, además de no hacer intervenir las características geográficas y fisiográficas de la región.

Habiendo sido desarrollada esta fórmula a fines del siglo pasado y no existiendo en aquella época las técnicas modernas de hidrología, se puede considerar que este procedimiento ha caído en lo obsoleto, lo cual origina que no sea recomendable su uso en la actualidad.

Existen una serie de fórmulas empíricas, basadas para su deducción, en el principio de precipitación-escorrimento, que no obstante por su carácter empírico puede considerarse su utilización más racional, puesto que permite hacer ajustes para poder ser utilizadas en regiones distintas a las que fueron deducidas. Todas estas fórmulas fueron basadas para su deducción en una serie de hipótesis que considero interesantes mencionar para comprender mejor las limitaciones de estos procedimientos.

1.- El tiempo de la máxima precipitación, coincide con el tiempo pico del escurrimiento.

2.- Toda la cuenca contribuya a aportar el volumen de escurrimiento que genera el gasto pico.

3.- La infiltración en toda la cuenca, se considera que es constante durante toda la tormenta.

4.- La intensidad de la tormenta se considera uniforme sobre toda la cuenca.

5.- La magnitud de la humedad, así como el almacenaje en la cuenca tienen un valor que se puede considerar despreciable.

Todas estas hipótesis básicas nos están indicando las limitaciones de estos métodos, así como la forma en que deben de ser aplicados. Una de las características que tienen en común es que para todos ellos se requiere conocer la intensidad de la precipitación, correspondiente a la tormenta cuya frecuencia se haya escogido; asociada a una duración específica, misma que se puede obtener de las curvas de intensidad-duración-frecuencia. Es importante destacar que la duración de la tormenta que se elija para el diseño, debe cumplir con la condición: de que el tiempo sea por lo menos igual al intervalo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca al punto de desfogue de la misma. Esto significa que la duración de la tormenta sea por lo menos igual o mayor al tiempo de retención en la cuenca.

Se puede considerar, como tiempo de retención el intervalo que tarda en recorrer el agua un canal de intercepción o un cauce natural, lapso que se puede calcular a partir de la velocidad media que adquiere el flujo al transitar por la estructura. También se puede utilizar ciertas fórmulas empíricas para determinar el intervalo de tiempo que tarda en transitar un flujo a través de superficies planas o pavimentadas, hasta llegar a un canal de intercepción, tomando este lapso como el período de retención.

Dentro de los métodos empíricos existentes, se tratará de analizar los procedimientos que puedan ser de fácil aplicación y resultados confiables para el diseño de las obras de drenaje.

METODO RACIONAL

El primer método que analizaremos, es el denominado método racional procedimiento utilizado en zonas urbanas, pudiendo tener también aplicación en el cálculo de gasto para las estructuras de un aeropuerto, este proceso tiene la desventaja de producir caudales muy exagerados. No obstante, de haberse usado los valores correctos de precipitación y haberse tomado en cuenta los factores de impermeabilización, el no tomar en cuenta el estado de saturación en que se encuentra el suelo en la región, incrementa considerablemente el error, el procedimiento se aconseja, se aplique solo en cuencas pequeñas que no sean mayores de 4 Km^2 , representándose este procedimiento con la siguiente expresión:

$$Q = 0.278.C.i.A$$

en donde:

A = área de drenaje en Km^2

C = coeficiente adimensional en función de la relación precipitación-escorrentía

i = intensidad de la precipitación en mm/h

Q = gasto máximo para el área total de influencia en m^3/seg

0.278 = coeficiente para hacer las variables homogéneas

Para la aplicación de esta fórmula se puede recurrir al Apéndice 3-A (ubicado al final de este capítulo), en donde se encuentran tabulados los valores que han sido propuestos para el coeficiente C.

Estos valores dependen del tiempo de concentración de la cuenca, a su vez, este tiempo depende de la distancia que recorre el agua desde el punto más alejado del parteaguas hasta el lugar donde nos interesa conocer el gasto. El valor del tiempo de concentración (t_c) que se

escoja, depende también del grado de encharcamiento que se desee tolerar en las zonas circundantes a la pista.

Puede darse el caso de tenerse que diseñar una estructura, — por ejemplo un canal, para un gasto totalmente aportado por una superficie pavimentada, pudiendo ser esta una calle de rodaje, pista u otra — estructura de este tipo, en este caso el tiempo de concentración es el — tiempo que tarda el agua en recorrer la zona pavimentada, más el inter — valo que emplea la estructura de drenaje en la conducción de este fluido hasta llegar a su destino final; este tiempo se puede calcular a partir — de la velocidad que adquiere el agua al recorrer las estructuras mencio — nadas, dependiendo esta velocidad del diseño hidráulico de las obras que transportan al agua hasta llegar a la alcantarilla. Pero también puede — ocurrir que se requiera diseñar una estructura similar en un terreno, el cual está libre de canales que conduzcan al agua. Para este caso son — utilizadas fórmulas que solo son válidas para las zonas en que fueron — calculadas, como un ejemplo de ésto tenemos la fórmula de Pichering, vá — lida solamente en el Estado de California de los E.U.A., para la cual — fue deducida, siendo esta expresión la siguiente:

$$t_c = 10 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.33}$$

en donde:

L = longitud que recorre el agua en la cuenca, proyectando a — ésta horizontalmente y dando su recorrido en Km.

S = pendiente media de la cuenca

t_c = tiempo de concentración dado en minutos

Las dos formas antes descritas para conocer el tiempo de con — centración en una zona ya sea pavimentada o rural son sólo dos maneras — de calcularlo, aunque existen una serie de fórmulas y tablas para hacer — lo, procedimientos que serían muy largos para describirlos en este tra — bajo.

METODO DE HENDERSON

El segundo criterio que se presentará para valuar el gasto - máximo en una estructura de crenaja se debe a Henderson, el procedimiento está basado en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica para determinar la relación precipitación-escorrimento, siendo este criterio de mayor aplicación a superficies planas que posean pendientes transversales con respecto a estructuras que se desee diseñar, teniendo este método la ventaja de eliminar el cálculo de tiempo de concentración por los procedimientos tradicionales en una zona que sea sensiblemente plana.

Para poder describir este procedimiento y estar en posibilidad de aplicarlo posteriormente, se tienen que hacer las siguientes suposiciones: considerese una superficie plana que posee una pendiente lateral S_0 , con un elemento de área tributaria de un metro de ancho y de una longitud L , que comprende desde el parteaguas hasta el eje del canal, como puede verse en la figura 3.3.

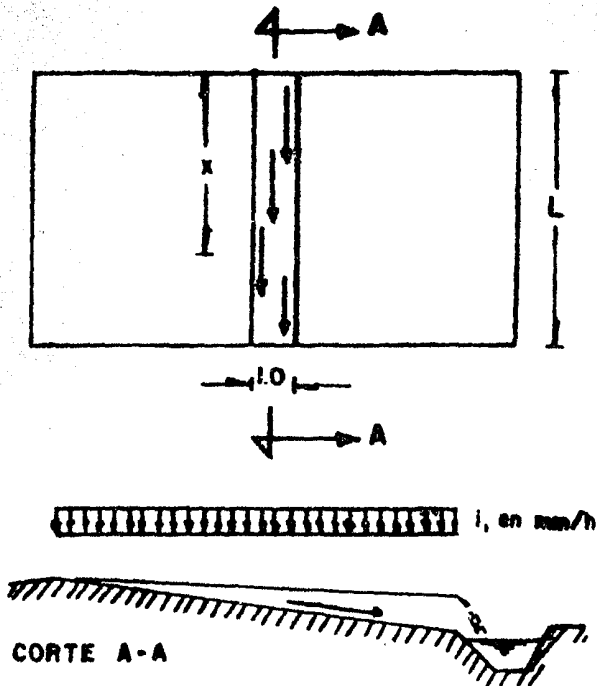


Fig. 3.3

Considérese también, que se está en posibilidad de conocer la altura de precipitación en exceso, o sea la altura total menos las pérdidas que se tengan por los conceptos de infiltración, captación de construcciones y plantas, evaporación, etc. Así, estamos en posibilidad de conocer la duración de la tormenta, para poder valuar la intensidad de la lluvia en exceso de la tormenta que se halla elegido para el diseño, se debe considerar a esta intensidad como uniformemente distribuida sobre toda la cuenca en una forma constante.

Henderson al realizar la integración de las ecuaciones diferenciales del flujo transitorio a superficie libre, llegó a establecer una serie de ecuaciones bastante simples para obtener el tiempo de concentración (t_c) en una zona sensiblemente plana, en la que se establece el gasto máximo por unidad de ancho, así como el valor del gasto al final de la superficie plana.

Las fórmulas deducidas por el autor de este procedimiento para la obtención del gasto máximo, son las que vamos a describir a continuación. Presentando dichas ecuaciones con la secuencia que propone Henderson para su aplicación y una obtención de resultados óptimos:

$$V_o = \frac{1}{3.6 \times 10^6}$$

$$a = \frac{\sqrt{S_o}}{n}$$

$$T_e = \left[\frac{L}{a (V_o)^{0.66}} \right]^{0.6}$$

$$q = a (V_o \cdot t)^{0.6}$$

(intervalo de tiempo $0 \leq t_c \leq t_e$)

$$q_{\text{máx.}} = a (V_o \cdot t_e)^{0.6}$$

(intervalo de tiempo $t_e \leq t_c \leq t \leq d$)

en donde:

i = intensidad de la precipitación en exceso en mm/h

d = duración de la tormenta en seg.

L = longitud desde el parteaguas de la cuenca hasta la zanja o canal de intercepción dado en metros

n = coeficiente de fricción empleado en la fórmula de Manning

q = gasto máximo durante el intervalo de tiempo ($d-t_e$) dado en $m^3/\text{seg}/m$.

S_0 = pendiente media de la superficie que circunda al canal

t = tiempo, en segundos

t_e = tiempo de equilibrio, para el cual se presenta el gasto máximo en seg.

Si se observa la fig. 3.3., se puede concluir que teniendo la distancia L del parteaguas hasta la estructura de intercepción, como la longitud de dicha estructura, se puede calcular el gasto unitario máximo por unidad de longitud. Para posteriormente con la longitud total del canal o estructura que halla sido propuesta, obtener el gasto total que va a transitar por ella.

Una de las fallas que presenta este método, es que el coeficiente de fricción que utiliza es el debido a Manning, valor que solo es válido para el caso en que el flujo adquiera características de turbulento, siendo lógico suponer que el flujo que escurre a través de una estructura puede tener características desde laminar hasta turbulento. Para tomar en cuenta la deficiencia de este procedimiento, se han realizado una serie de estudios como los efectuados por Yu Nc Nown, teniendo como resultado una serie de valores para encontrar la resistencia que el flujo opone en su deslizamiento superficial, toma en cuenta al cambio en la intensidad, aunque ésto es más complicado y puede llegar a ser poco práctico. Las investigaciones que ha realizado este científico se re --

fieren por lo general a superficies pavimentadas a base de concreto - -
hidráulico.

Otra de las restricciones de este procedimiento, es que la -
duración de la lluvia debe ser por lo menos igual al tiempo pico; ade -
más de tener la desventaja de no tomar en cuenta, en ninguno de sus - -
cálculos la posibilidad de encharcamiento alrededor de las pistas.

No obstante, estas limitaciones se pueden considerar de gran
utilidad a este método, entre otras cosas por su fácil aplicación y la
gran simplificación que implica el no tener que calcular el tiempo de -
concentración por los procedimientos tradicionales.

METODO DE LA SOCIEDAD DE INGENIERIA CIVIL DE BOSTON

El tercer criterio que será presentado para la obtención del
gasto máximo de diseño de una estructura de drenaje, fue deducido por -
la Sociedad de Ingeniería Civil de la Cd. de Boston, E.U.A., procedi -
miento que no obstante de la zona tan lejana en la que fue deducido, --
puede tener aplicación en el problema que nos ocupa; la expresión que -
propuso la Boston Society para la estimación del volumen de escurrimien -
to es la siguiente:

$$Q = 0.555 \frac{R.A.}{tb}$$

en donde:

Q = gasto máximo, esperado en la estructura por diseñar en -
m³/seg.

R = lámina de escurrimiento sobre la zona, dada en mm.

tb = tiempo base del hidrograma, dado en horas

La Boston Society propone una serie de valores para determi-
nar el coeficiente R, en función del período de retorno que se elija - -
para diseñar la estructura, los valores más comunmente usados son los --
siguientes:

R = 75 mm., valor que se propone para avenidas racionales.
(con un período de retorno que fluctúe entre los 50 y 200 años).

R = 200 mm., valor que se propone para avenidas máximas - extraordinarias. (Con un período de retorno de más de 200 años.

Este procedimiento tiene la ventaja de que no se requieren conocer muchos detalles de la zona, puesto que conociendo el período de retorno con que se desea diseñar la estructura, se puede conocer el - - valor de R, para posteriormente aplicar la ecuación de este método y - - conocer el gasto de diseño.

METODO DE CHAMIER

El último criterio que se presentará (de procesos empíricos) para obtener el volumen de diseño, es el que propuso Chamier, método - que no obstante su carácter empírico ha sido empleado con bastante éxito en cuencas pequeñas; en el diseño de obras de drenaje, la ecuación - que planteó este autor es la siguiente:

$$Q = 0.35.C.R.(A)^{0.75}$$

en donde:

Q = gasto de diseño para la estructura en m³/seg

A = área de influencia en Km²

C = coeficiente que toma en cuenta todas las características del terreno. Chamier propone los siguientes valores - - para la determinación del coeficiente C.

$0.25 \leq C \leq 0.35$ valor propuesto para terrenos planos con suelos y superficies cultivadas.

$0.35 \leq C \leq 0.45$ valor propuesto para potreros con - - pendientes pequeñas y con suelos permeables.

$0.45 \leq C \leq 0.55$ valor propuesto para regiones boscosas con pendientes medianas y con suelos bastantes compactos o de características rocosas.

$0.35 \leq C \leq 0.65$ valor propuesto para zonas montañosas con pendientes fuertes, afloramientos rocosos y con características impermeables.

R = máxima intensidad de la lluvia dada en mm/h, que cumpla con la condición de que su duración sea igual al tiempo de concentración en la cuenca.

PROCEDIMIENTOS PROBABILISTICOS

Los dos métodos que se presentan a continuación, se consideran entre los más modernos y exactos, cayendo dentro de la categoría de probabilísticos, procedimientos que requieren presentar una pequeña introducción para su mejor comprensión.

Dentro de los procesos más elaborados y completos que tienen aplicación en el diseño de las obras de drenaje en los aeropuertos, se tienen los métodos propuestos por Ven Te Chow y I-Pai Wu, procedimientos que para su aplicación requieren de conocer; además de los datos empleados por los métodos empíricos, conocer los datos fisiográficos del cauce principal que atraviesa la cuenca, básicamente se debe conocer la pendiente y longitud del cauce. Estos métodos tienen gran aplicación en la estimación de los gastos para el diseño de obras hidráulicas, además de que se considera bastante confiable su resultado, por tomar en cuenta un gran número de factores de la cuenca que no toman otros procedimientos, puesto que toman factores tanto de tipo fisiográfico como hidrológico y topográfico, en la actualidad tienen gran aplicación, debiendo su aceptación básicamente a dos factores, el primero de ellos es su exactitud y el segundo es que la mayoría de las constantes que se requieren para su aplicación, se encuentran tabuladas para su fácil obtención. A continuación se describirán estos dos procesos

con la secuencia propuesta por sus autores para la obtención del volumen de diseño.

a) Método de Ven te Chow

Este procedimiento fue deducido por Chow, a partir de los -- conceptos de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos. -- Antes de comenzar a describir el procedimiento, es importante mencionar los factores (que considera el autor) que afectan al escurrimiento, mismo que se puede dividir en dos grupos; el primero, afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, volumen que depende primordialmente del uso de la tierra, tipo de suelo, condición de la superficie y de la cantidad y duración de la lluvia.

El segundo grupo, afecta a la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y forma de la cuenca, el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso y pendiente del terreno, este escurrimiento directo se expresa por lo general en términos de hidrograma unitario.

Es de suponerse que estos dos factores están ligados entre sí, pero el problema que se está tratando no es de gran importancia el dejar de considerar esta interdependencia.

Lo que se requiere, es tomar en cuenta el primer factor que -- afecta al escurrimiento, para poder aplicar correctamente el proceso que propone Chow. Para este fin, el autor determinó el número de escurrimiento directo y es función primordial del uso que se le dé al suelo y -- de las características en que se encuentre éste. Para la obtención del factor N, Chow propone que los suelos se dividan en cuatro grupos de -- acuerdo al grado en que las partículas del mismo afecten al escurrimiento, la división que propone es la siguiente:

Tipo A: (escurrimiento mínimo), incluye gravas y arenas de -- tamaño medio, limpias y mezcladas.

Tipo B: incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, así como mezclas de arena y limo.

Tipo C: comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, y mezclas de arena, limo y arcillas.

Tipo D: (escurrimiento máximo), incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes que se consideran casi impermeables — cerca de la superficie.

Una vez que se conoce el tipo de suelo de la cuenca en estudio, y tomando el uso consultivo que tenga la tierra se recurre a la — tabla 3.2., ubicada en el apéndice 3-A y entrando con estos dos datos — se obtiene el número de escurrimiento N, que como posteriormente veremos afectará el resultado del gasto final.

Una de las ventajas con que cuenta este procedimiento, es — que realiza todos sus cálculos suponiendo que no se cuenta con una estación pluviográfica, dentro del área donde se proyecta la construcción — del aeropuerto, (situación que es muy común en nuestro país) y haciéndose referencia en este proceso a una estación pluviográfica, la cual — puede estar colocada en una zona cerca al aeropuerto, de esta se toman los datos necesarios para la aplicación de este proceso.

El método de Chow propone la siguiente expresión para determinar el gasto máximo de escurrimiento directo.

$$Q_m = A.X.Y.Z.$$

en donde:

A = área de la cuenca dada en Km²

X = factor de escurrimiento dado en cm³/h

Y = factor climático

Z = factor de reducción del gasto pico

La restricción que tiene el área en este método, es que no debe ser mayor de 25 Km², para la obtención del factor de escurrimiento (X) se utilizan las siguientes expresiones.

$$X = \frac{P_{eb}}{d} = \frac{\text{lluvia en exceso en la estación base para una duración } d \text{ (cm)}}{\text{duración de la tormenta}}$$

Para calcular el valor de X, se necesita conocer la precipitación en exceso en la estación base, P_{eb}, para conocer este valor se utiliza la siguiente expresión:

$$P_{eb} = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

en donde:

N = número de escurrimiento

P = lluvia en la zona en estudio para una duración definida en horas.

Para la obtención del valor de P_{eb}, también se puede utilizar la gráfica mostrada en la figura núm. 3.4 (ubicada en el apéndice-3.A, al final del capítulo), la que se basa en el registro de la lluvia de la estación base (P_b), durante el transcurso de una tormenta — con una duración (t) dada en horas, como ya se dijo anteriormente esta estación base es la que posee un pluviógrafo para registrar la variación de la lluvia con respecto al tiempo.

Para conocer P_b, se requiere de las curvas intensidad-duración de la tormenta-período de retorno, lo que quiere decir que se requiere de un análisis climático de los registros.

Determinación del factor climático (Y).— Este factor trata de tomar en cuenta dos cosas, una de ellas es la forma como se distri-

buye el escurrimiento en la cuenca, y la otra, es tomar en cuenta el -- hecho de que el lugar donde se quiere valorar el gasto está retirado de -- la estación base, podríamos decir que este factor nos sirve para trans -- portar la tormenta de diseño al lugar donde se pretende la construcción -- del aeropuerto. El valor de (Y) se calcula con la siguiente expresión:

$$Y = (2.78)^{\frac{P}{Pb}} \frac{\text{Lluvia en la zona en estudio para una duración } d. \text{ en cm.}}{\text{Lluvia en la estación base para una duración } d. \text{ en cm.}}$$

La liga que se realiza entre la estación base y la zona en -- estudio, debe realizarse tomando en cuenta las condiciones más desfa -- voraes; para de esta manera tomar en cuenta las variaciones que puedan -- existir de Pb a P, o sea la diferencia de lo que llueve en la estación -- base, a lo que llueve en la zona de estudio, esta liga se puede efectuar con base en las alturas de lluvia, producto de las tormentas más desfa -- vorables registradas.

Determinación del factor de reducción del gasto pico (Z).--
El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la tormenta d y el tiempo de retraso tp, este tiempo (tp) se valúa como el tiempo medio, del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia -- constante al pico resultante del hidrograma, o sea al punto donde se pre -- tende diseñar alguna estructura. Debe mencionarse que el tiempo de re -- traso en este procedimiento, no corresponde al tiempo de concentración -- utilizado en otros métodos, puesto que en cuencas muy grandes y configu -- ración de drenaje muy complejas, el escurrimiento de agua originado en -- la parte más remota de la cuenca, por lo general no contribuye al gasto -- pico del flujo, de acuerdo con ésto el tiempo de retraso generalmente es menor que el tiempo de concentración, aunque para cuencas pequeñas que -- tengan una configuración de drenaje simple, el tiempo de retraso se -- acerca bastante al tiempo de concentración.

Por otro lado el tiempo de retraso depende de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, siendo independiente de la duración de la lluvia. Chow determinó la siguiente expresión para calcular este tiempo:

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

en donde:

L = longitud del cauce principal

S = pendiente del cauce

Para valuar el coeficiente (Z), se hace uso de las gráficas deducidas por el autor, en las que para cada duración de tormenta se puede calcular un valor de Z teniendo conocido el tiempo de retraso, la relación d/t_b con Z se puede consultar en la gráfica 3.4 (del apéndice-3.A, ubicada al final del capítulo).

Una vez que se cuenta con todos los elementos necesarios para la aplicación de la ecuación general, se está en posibilidad de obtener el gasto máximo de diseño de una estructura.

b) Método de I-Pai-Wu

El método de I-Pai-Wu está basado en el modelo lineal propuesto por Nash, para obtener hidrogramas unitarios instantáneos, este modelo de Nash asemeja a una cuenca con un sistema de n recipientes lineales e iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje K , recipientes que considera colocados en serie. La expresión que este autor propone para calcular el gasto máximo es la siguiente:

$$Q_m = \frac{2.78 \cdot A \cdot P_e}{t_m} ; f(n, t_m)$$

en donde:

A = área de la cuenca en km²

Pe = Lluvia en exceso en la zona en estudio para una duración dada en horas expresada en cm.

tm = tiempo de pico del hidrograma

n = número de recipientes que se considera en la cuenca

Para la determinación de la lluvia en exceso (Pe), puede aplicarse el mismo procedimiento que se utiliza para calcularla en el método de Chow haciendo uso de la figura núm. 3.4 del anexo 3-A, ubicado al final del capítulo.

Para conocer el valor de (n) se sigue la siguiente secuencia empleando las siguientes expresiones:

$$\frac{K_1}{tm} = \frac{I}{n-1}$$

en donde:

$$K_1 = 19300 A^{0.937} (L^{-1.274}) (S^{-1.273})$$

$$tm = 4666 A^{1.365} (L^{-1.233}) (S^{-3.668})$$

en donde:

A = área de la cuenca

L = longitud del cauce principal

S = pendiente del cauce

Una vez que hemos aplicado estas fórmulas, aplicando la ecuación que liga el valor de K₁, tm con n procedemos a despejar n. Una vez conocido este valor procedemos a calcular la función f(n,tm), con la siguiente expresión:

$$f(n,tm) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{T(n)}$$

Habiendo efectuado todas estas operaciones estaremos en posición de aplicar el método de este autor y obtener el gasto máximo de la

A P E N D I C E

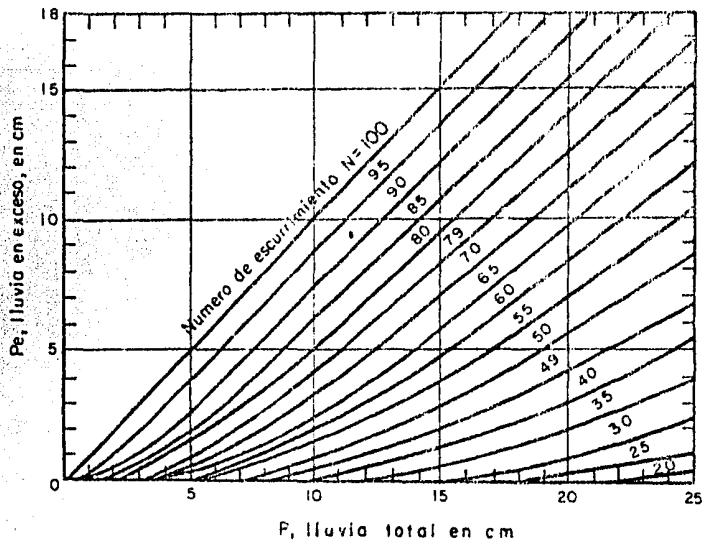
3. A

TABLA 3.1

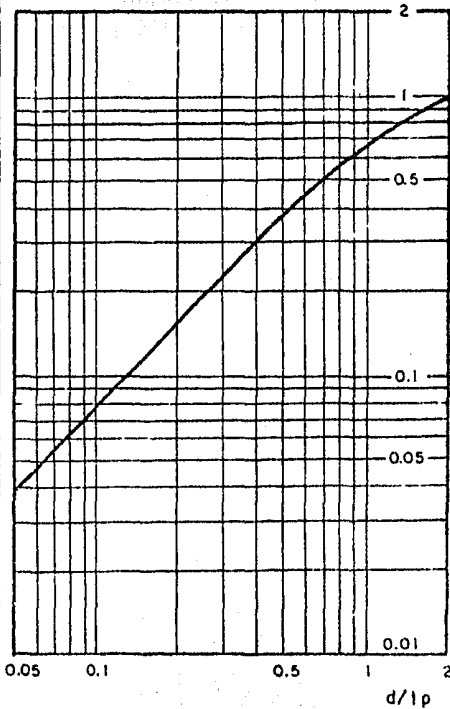
TIPO DEL AREA POR DRENAR		COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO, C
PENDIENTE EN PORCENTAJE		
Con césped		
Suelo arenoso plano	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso medio	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso empinado	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso plano	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso medio	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso empinado	7	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales =====		
Areas céntricas		0.70 - 0.95
Areas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales =====		
Areas familiares		0.30 - 0.50
Areas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Areas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Areas suburbanas		0.25 - 0.40
Areas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales =====		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Areas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Areas provisionales		0.10 - 0.30
Calles =====		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillado		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95

TABLA 3.2

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy Ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (Sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100



Z



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
3.4

GRAFICAS PARA OBTENER
Z Y P_{eb}
(METODO VEN TE CHOW)

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DE JULIO DE 1984

CAPITULO IV

DRENAJE DE AEROPUERTOS

El funcionamiento del sistema aeroportuario en temporada de lluvias, esta en función del adecuado diseño de las obras de drenaje. Al realizar el proyecto geométrico, debe tenerse principal cuidado en los componentes del drenaje.

Esto es, el adecuado control y desfogue de las aguas superficiales y subterráneas, evitan que se afecten las instalaciones como: pistas, calle de rodaje, plataformas, edificio terminal, hangares y otros. Se hizo mención de las obras para el tránsito del avión puesto que son los puntos fundamentales a cuidar, al seleccionar las obras de drenaje en el proyecto y su construcción.

Por ejemplo; en una pista de aterrizaje y despegue si el drenaje no está adecuadamente diseñado al presentarse una tormenta o lluvia continua, la capacidad de desfogue es mínima, por ende se producen aglomeraciones en las obras captadoras, formandose charcos que se van incrementando hasta llegar a inundar la pista, ocasionando que está no trabaje adecuadamente y tenga que suspenderse el servicio a las aeronaves.

Además, la filtración de las aguas producen daños a la base y sub-base del pavimento, produciendo fallas en el mismo e inexorablemente esta condenada a una rápida destrucción. Esto ocasiona grandes molestias a los usuarios y pérdidas al aeropuerto.

4.1 TIPOS DE DRENAJES

Uno de los principales problemas que afronta el aeropuerto es el desfogue de las aguas, solucionando con la construcción de una red de drenaje, que tiene por objeto el desalojar lo más rapido posible las aguas de las zonas utilizadas, evitando el encharcamiento permanente del campo, que pueden hacerlo impracticable en la época de lluvias.

Las obras de drenaje son un importante capítulo en el presupuesto de la construcción de un aeropuerto y uno de los de máxima atención — para el ingeniero, por ser obras de elevados costos y cuyos efectos no — pueden observarse en la mayoría de los casos, más que por los técnicos.

Comparando con otros tipos de construcciones podemos decir que — un aeropuerto sin drenaje es tan "inhabitable" como una población sin red de saneamiento.

Existen diversas formas de evacuar las aguas, por ejemplo, cuando el suelo es muy poroso, es decir cuando está constituido por gravas y arenas, la evacuación de las aguas puede hacerse por filtración natural — en el terreno, entonces los gastos son muy reducidos; pero en los casos — de terreno compactos y en los que el nivel de aguas freáticas está cerca de la superficie los gastos de drenaje llegan a cifras considerables.

Por este motivo, es necesario efectuar estudios muy detallados, sobre intensidades de lluvia, corriente de agua, permeabilidad del suelo, variación del nivel de aguas subterráneas y otros. Una pequeña — variación en la apreciación de estos datos puede conducir a distintas cifras — de costos.

Las aguas a eliminar en un aeropuerto pueden provenir:

- a).- De las lluvias en la superficie del mismo.
- b).- Del agua que asciende del subsuelo por efectos capilares o por aumento del nivel de la capa freática de aguas.
- c).- De las corrientes de agua que pueden irrumpir en el aeropuerto originadas por lluvias en las zonas que rodean al mismo.

Por lo tanto, la red de drenaje puede dividirse con arreglo a — sus fines en:

- 1.- Drenaje superficial
- 2.- Drenaje subterráneo
- 3.- Drenaje de circunvalación

Estas tres redes, son algunas veces completamente independientes, pero en otras se acoplan en un sistema unitario.

La necesidad de construcción de las diferentes redes, depende exclusivamente de las características del suelo y de la topografía de los alrededores. El drenaje de circunvalación se construirá si hay posibilidad de corrientes superficiales exteriores, que puedan inundar el aeropuerto. En cuanto a las primeras pueden ocurrir varios casos:

1).- SUELOS PERMEABLES Y DE CONSTRUCCION UNIFORME A GRAN PROFUNDIDAD. Bastará en general, proporcionar pendientes adecuadas a la superficie del aeropuerto.

2).- SUELO IMPERMEABLE Y DE CONSTITUCION UNIFORME EN GRAN PROFUNDIDAD. Es necesario una red de drenaje superficial, pero probablemente no se necesite la red subterránea.

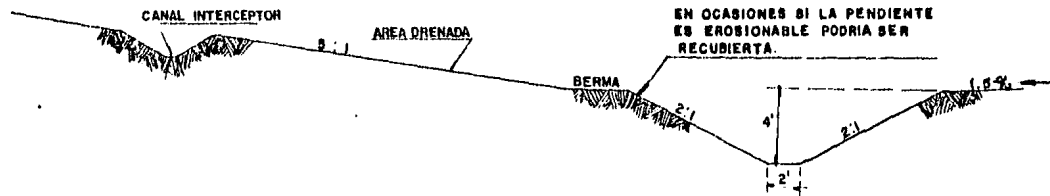
3).- SUELO PERMEABLE Y SUB-SUELO IMPERMEABLE.- Bastará en la mayoría de los casos la construcción de la red subterránea situada encima del estrato impermeable, a menos que, por estar muy profundo este estrato, no sea perjudicial la capa de agua que puede soportar, en cuyo caso tampoco es necesaria la red de drenaje subterránea.

4).- SUELO IMPERMEABLE Y SUELO PERMEABLE.- Se hace necesaria la red de drenaje superficial.

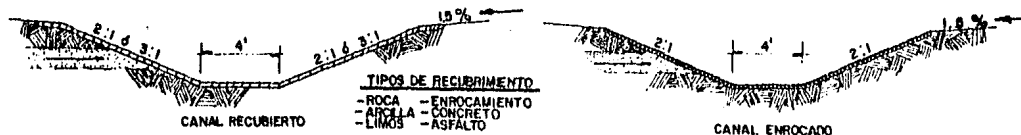
5).- SUELO Y SUBSUELO CONSTITUIDO POR ESTRATOS IRREGULARES PERMEABLES E IMPERMEABLES.- Se hace indispensable el drenaje superficial, además, dependiendo del nivel de aguas freáticas se puede ver la necesidad de la construcción del dren subterráneo.

4.2. DRENAJE EXTERNO AL AEROPUERTO

Se define al drenaje externo, como todas las obras hidráulicas que se realizan fuera de los linderos del aeropuerto, esto es cuando las corrientes naturales concurren hacia la zona del aeropuerto. Estas obras de defensa son canales, bordos o la combinación de ambos, estas

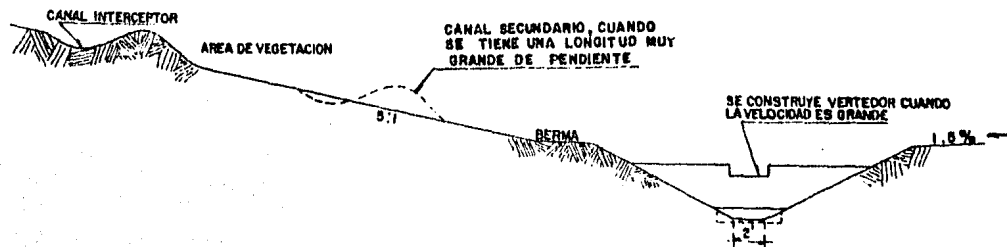


CANAL INTERCEPTOR EN TERRENO NATURAL



- TIPOS DE RECUBRIMIENTO
- ROCA - ENROCAMIENTO
 - ARCILLA - CONCRETO
 - LIMOS - ASFALTO

CANALES SUPERFICIALES CON RECUBRIMIENTO



CANAL INTERCEPTOR EN TERRENO NATURAL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
4.1

TIPOS DE CANALES
INTERCEPTORES (SUPERFICIALES)

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO, DE JULIO DE 1984

desvian ó controlan las corrientes superficiales a zonas bajas ó alejadas del aeropuerto. Más adelante se dará una breve descripción de cada uno de ellos.

4.2.1. DRENAJE PLUVIAL

La captación o desviación de los escurrimientos superficiales se pueden realizar por canales o bordos colectores.

4.2.1.1. CANALES

Probablemente esta estructura, sea la más comúnmente usada en las obras de drenaje para la conducción del escurrimiento, producto de la precipitación.

Un canal abierto es un conducto en el que el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica, de las características que más cuidado se deberá tener durante su diseño son: pendiente, velocidad y el tirante máximo con que el va a funcionar esta obra, puesto que en función de estas últimas características el flujo adquiere las categorías de subcrítico ó supercrítico, mismas que pueden producir una serie de problemas en los canales; en el primero de los casos la corriente adquiere una velocidad muy baja la cual produce un depósito del gasto sólido, que es transportado por la corriente en suspensión, con lo que se generaría un asolve en el fondo del canal, produciendo que la sección hidráulica no funcione tal y como fue proyectada.

En el segundo de los casos cuando el régimen adquiere características de supercrítico, la corriente toma gran velocidad, lo que puede dar como resultado que se genere una erosión en las paredes del cauce que terminaría afectando el funcionamiento de esta estructura.

Los canales se deben construir a distancias relativamente grandes, de los terrenos del aeropuerto, y estos están ligados específicamente a un tramo en particular, que es la zona que define al aeropuerto.

La lejanía a que suelen colocarse los canales interceptores respecto al aeropuerto hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, lo anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios.

Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas, podran encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que, al no utilizar revestimientos, no se produzcan consecuencias negativas de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utilizan generalmente la mampostería y en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Existen diversos tipos de canales, los más usuales, son el trapecial, triangular y rectangular. En la fig. 4.1 se observan algunos tipos de canales interceptores.

Se presentará un ejemplo de diseño de canales; el más utilizado en la práctica para la conducción de aguas, de sección trapecial, ejemplo que será diseñado a partir de datos reales obtenidos en el departamento de proyectos de la Dirección General de Aeropuertos.

DISEÑO DEL CANAL DE SECCION TRAPECIAL

Este canal consta de 1220 m. de longitud con una pendiente del 0.05% habiendo aplicado el método racional se pudo obtener que el canal requiere desalojar un gasto de 640 lts/seg.

DATOS PARA EL DISEÑO

$$Q = 0.640 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0005$$

$$L = 1220 \text{ m}$$

El canal se diseñará a partir de estos datos, y basándose en la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

en donde:

n = coeficiente de rugosidad en el perímetro mojado

S = pendiente del canal

r = radio hidráulico en la sección

V = velocidad media de la corriente

Aplicando la ecuación de continuidad ($Q=AV$) en el canal e igualandola con la fórmula de velocidad de Manning queda la siguiente relación:

$$Q = A \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Dejando en el segundo miembro de esta última ecuación todos los elementos que no se conocen, queda:

$$A \cdot r^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} \text{ ----- (1)}$$

Para el ejemplo se tienen los siguientes valores

$$Q = 0.640 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.025 \text{ (valor obtenido según el manual de hidráulica King)}$$

$$S = 0.0005$$

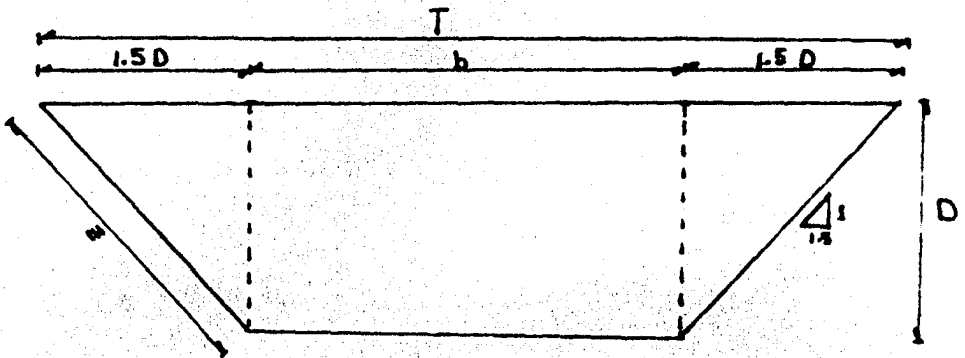
sustituyendo los valores en la ecuación (1) queda:

$$A.r^{2/3} = \frac{0.640 \times 0.025}{(0.0005)^{0.5}} = 0.715$$

$$Ar^{2/3} = 0.715 \text{ ----- (2)}$$

Esta última ecuación (2) se tiene que resolver a base de una serie de tanteos, para lo cual es conveniente dejar expresado el valor del área y radio hidráulico en función de literales, mismas que se pueden ir sustituyendo por una serie de valores hasta encontrar la sección que cumpla con las restricciones marcadas en la expresión (2).

Supongamos una sección trapezoidal como la mostrada en la siguiente figura con taludes de 1.5 a 1



De acuerdo con la figura tenemos que:

$$T = b + 3D$$

y siendo el área (A) igual a:

$$A = \frac{b + T}{2} (D) \quad (D)$$

$$A = \frac{b + (b + 3D)}{2} (D)$$

$$A = (b + 1.5 D) (D) \text{ ----- (3)}$$

Expresión que determina el valor del área.

Hay que calcular también, una expresión para determinar el perímetro mojado en la sección, basándose en la misma figura, se tiene que el perímetro mojado (P) es igual a:

$$P = b + 2Z \text{ ----- (a)}$$

siendo Z:

$$Z = (1.5D)^2 + D^2$$

$$Z = 3.25 D^2$$

$$Z = 2.25 D^2 + D^2$$

$$\therefore Z = 1.80 D \text{ ----- (b)}$$

Sustituyendo la expresión (b) en la expresión marcada con (a) queda lo siguiente:

$$P = b + 3.6 D \text{ ----- (4)}$$

Una vez deducidas las expresiones (3) y (4) se procede a reemplazar en ellos una serie de valores hasta encontrar los que cumplan con la igualdad núm. (2).

Suongase:

$$D = 0.51$$

$$b = 2m$$

$$A = (2 + 1.5 \times 0.51) (0.51) = 1.41 \text{ m}^2$$

$$A = 1.41 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \times 3.6 (0.51) = 3.836 \text{ m}$$

$$P = 3.836 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la expresión general para calcular el radio hidráulico tenemos que:

$$r = \frac{A}{P} \qquad r = \frac{1.41}{3.836} = 0.367 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = (0.367)^{2/3} = 0.51 \text{ m}$$

$$Ar^{2/3} = 1.41 (0.51) = 0.719$$

$$Ar^{2/3} = 0.719 = 0.715$$

Como puede apreciarse este valor se aproxima bastante al encontrado en la expresión núm (2), por lo que se concluye que esta sección es adecuada y cumple con las restricciones requeridas por el proyecto.

Una vez encontradas las medidas exactas del canal se procede a efectuar la comprobación, misma que se realiza en una forma muy simple, puesto que consiste en determinar el gasto que es capaz de conducir la sección propuesta, teniendo este volumen que ser igual o en su defecto sumamente parecido al caudal que se tomó como base para efectuar el diseño.

Considerese la siguiente expresión:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Reemplazando los valores en esta ecuación queda:

$$A = 1.41 \text{ m}^2$$

$$r^{2/3} = 0.51$$

$$n = 0.025$$

$$S^{1/2} = 0.0224$$

$$Q = \frac{0.5 (0.0224) 1.41}{0.025} = 0.632 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 0.632 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como puede observarse el gasto que arroja esta ecuación y que puede transitar por la sección propuesta, coincide con el caudal requerido en esta zona.

Una vez hecha esta comprobación, se procede a calcular la velocidad que llevará el fluido en el canal para de esta manera prever los posibles depósitos de gastos sólidos y erosiones en el cauce. Por medio de la ecuación de continuidad tenemos que:

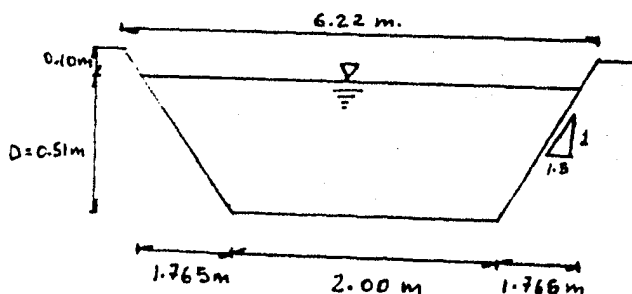
$$Q = A.V.$$

Despejando de esta la velocidad resulta que:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Sustituyendo valores:} \quad V = \frac{0.641}{1.41} = 0.453 \text{ m/seg}$$

Velocidad que está dentro de los límites permisibles que están especificados en el manual de hidráulica de King en la página 264, con esta última comprobación queda demostrado que la sección que fue propuesta es hidráulicamente eficiente.

Por lo tanto la sección queda:



$$Q = 0.644 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$r = 0.367 \text{ m}$$

$$S = 0.005$$

$$L = 1220 \text{ m}$$

$$A = 1.41 \text{ m}^2$$

$$B.L. = -0.10$$

4.2.1.2 BORDO COLECTOR O BORDO PERIMETRAL

El requerimiento de este tipo de estructura, está relacionado con la necesidad que existe en los aeropuertos de construir un camino perimetral a lo largo del lindero, circunstancia que es aprovechada para resolver dos problemas, puesto que al tenerse que construir una carretera perimetral; requiriendo la construcción de un terraplén, que puede ser utilizado como bordo de protección.

En la fig. 4.2 se muestran algunos bordos de protección.

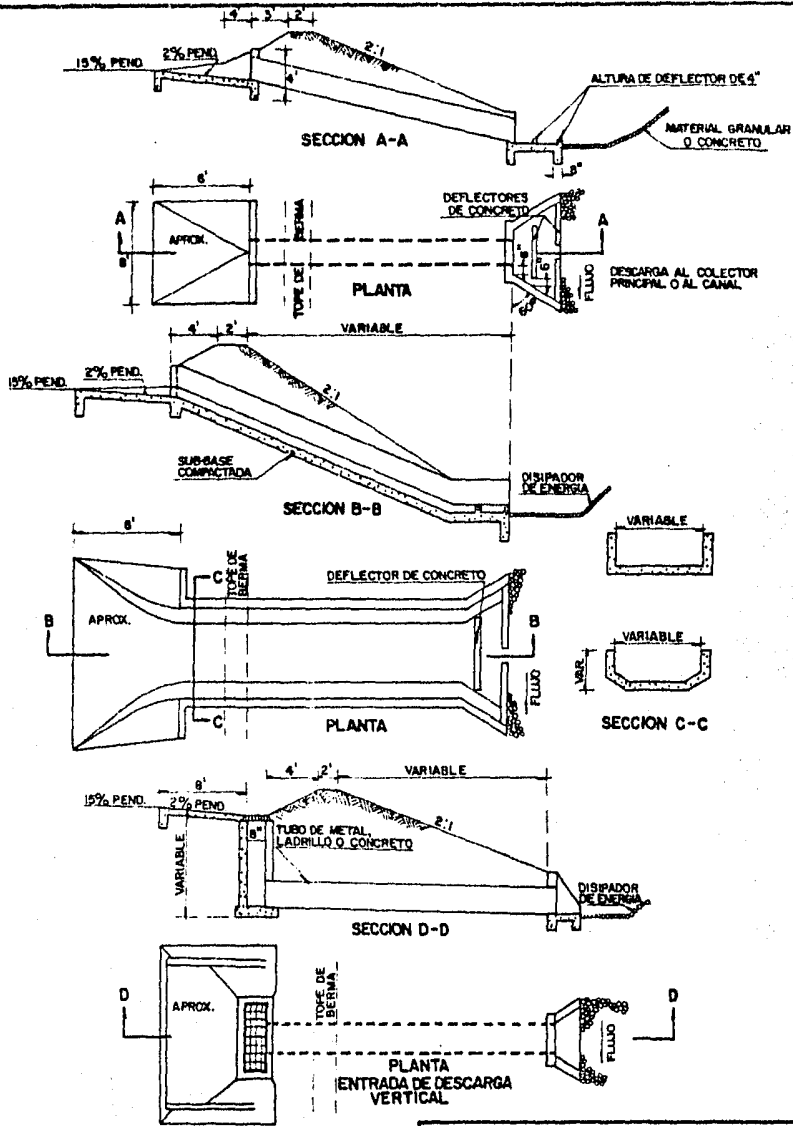
Los bordos de tierra o de mampostería, se construyen con la finalidad de encauzar las aguas superficiales, para que lleguen a las obras de drenaje, cauces naturales, o bien a la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que crucen apropiadamente por estas obras.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son estructuras más formales, pues sufren el embate de aguas rápidas. En estos casos son comunes las protecciones de taludes con enrocamiento, la construcción con mampostería y el uso de muros de concreto.

Los bordos se construyen generalmente, con material producto de excavación. Suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, para que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Los ingenieros a cargo del drenaje, a veces descuidan la descarga de las aguas colectadas y encauzadas aguas abajo. Esta descarga, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caserío.

Debe tenerse muy presente que al interrumpir el drenaje general de una zona y concentrar la descarga de las aguas en algunos puntos aislados, puede generar problemas hidráulicos, en zonas en que no existían previamente.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
4.2

DIVERSOS BORDOS DE PROTECCION

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO, D.F. JULIO DE 1984

A continuación se analiza un bordo propuesto como solución, en una región que por sus características tanto de tipo topográfico como geológico, requieren de proteger el área interior del aeropuerto.

Al estudiar la topografía del terreno propuesto se pudo observar, que la zona es bastante plana, conteniendo pendientes muy reducidas, características que lo señalan como una región de fácil inundación.

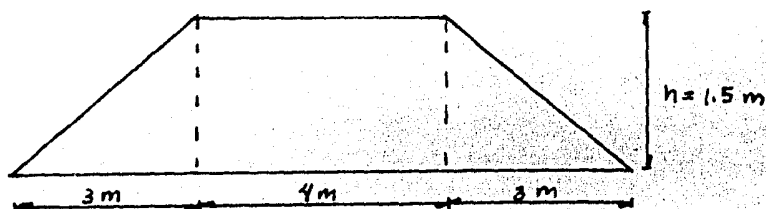
Del estudio geológico se concluyó que las tierras de la zona están formadas por la disgregación de rocas neovolcánicas terciarias, riolitas y basaltos; su sedimentación implica el depósito de estas partículas, mismas que se han ido estratificando a lo largo del tiempo, formando una roca sedimentaria; de no ser por los constantes escurrimientos, que generen una serie de derrames que arrastran gran cantidad de materia orgánica no hubiese sido posible la formación de tierra laborable dentro de esta zona.

Debido a las características del terreno circundante al aeropuerto, como son su pendiente relativamente baja, así como la composición geológica de la superficie, se hace necesaria la construcción de un bordo, para proteger a los inmuebles del efecto de los escurrimientos superficiales. Del estudio hidrológico, que se realizó en el área de influencia que afectará en una forma directa el funcionamiento de este bordo: una vez que se tomó en cuenta todas las pérdidas que podía tener el escurrimiento superficial, se pudo concluir en base a los datos, que la altura necesaria para este bordo sería de 1.20 m y por motivos de seguridad se incremento en un 25% hasta llegar a alcanzar una altura de diseño de 1.5 m. Tomando en cuenta que la carga que va a transmitir sobre esta estructura será de tipo dinámica y cuya magnitud es considerable, se opto por darle un ancho de corona de 4 m. y una base de 10 m. de ancho, dimensiones que hacen al bordo totalmente seguro en lo que respecta a una posible falla por esfuerzo cortante en los taludes.

Una vez que han quedado perfectamente definidas las dimensiones de esta estructura, es importante estimar el volumen de terracerías que se

requieren para su construcción así como el indicar los bancos de donde se puede obtener el material, puesto que pueda darse el caso de resultar muy costosa esta solución y empezar a competir con otra alternativa para resolver el problema en cuanto a costo se refiere.

Como se definió anteriormente las dimensiones de esta obra nos da como resultado la siguiente sección; de la cual obtendremos el volumen necesario para su ejecución. Considerese la sección mostrada que tiene una longitud total de 6096 m.



El volumen del bordo será:

$$V = 4 \times 1.5 \times 6096 + \frac{2(3 \times 1.5)}{2} \times 6096 = 64008 \text{ m}^3$$

$$V = 64008 \text{ m}^3$$

Por último, es recomendable como ya se dijo anteriormente proteger los taludes del terraplén del efecto directo del agua, sobre todo en los casos en que el escurrimiento adquiera gran velocidad producto de una fuerte pendiente en el terreno inmediato, provocando que el agua llegue a estrellarse con bastante fuerza sobre el bordo; efecto que provocaría seguramente alguna falla en la obra, para evitar esto se designara la protección que requiera. Esto se puede lograr, plantando pasto vegetal a todo lo largo de la estructura, y en casos extremos en que la velocidad del agua llega a ser muy fuerte, se puede proteger a la obra con una mampostería de tercera clase, junteada con mortero cemento-arena, la cual evitará la destrucción del terraplén.

4.2.2. DRENAJE SUBTERRANEO

Se mencionó que las aguas procedentes de la lluvia se infiltrarán o discurren por la superficie del terreno. Las que fluyen superficialmente tienden a correr a las cañadas y bajos topográficos; ahí se almacenan y se infiltran ó evaporan. Lo mismo puede suceder al llegar al bordo protector, a no ser que sean eliminadas oportunamente por una alcantarilla construida a través de la estructura.

Como es natural, en las zonas en que se presenta una alta precipitación se presentaran condiciones críticas, ya que al discurrir por la superficie y llegar al bordo se pueden presentar grandes almacenamientos, entonces se deberá tomar muy en cuenta los estudios geotécnicos y de mecánica de suelos, para en base en estos, conocer la permeabilidad e impermeabilidad de los suelos, así como la existencia de corrientes subterráneas y la altura del nivel de aguas freáticas.

Las aguas subterráneas son el principal problema a resolver en las protecciones a las obras de ingeniería civil, y no es la excepción en las obras de protección del aeropuerto, como son los canales y los bordos contenedores.

Lo anterior es de vital importancia para el diseño de las obras de drenaje subterráneo.

Como es natural se presentarán condiciones críticas en aquellas zonas, en donde se almacene mayor cantidad. Las aguas almacenadas se puede infiltrar a través del bordo, produciendo en esta la saturación de sus materiales y por lo tanto disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, propiciando asentamiento a causa de las características pobres en cuanto a resistencia y deformabilidad de los suelos que lo soportan.

Las fuerzas de infiltración pueden ocasionar el peligro de tubificación, amenazando el buen comportamiento de: la terracería, su terreno de cimentación y aún su inmediato contorno geológico.

El agua que se infiltra por el contorno geológico puede llegar - al bordo por varios caminos, por ejemplo: la elevación del nivel freático, afluentes de ojos de agua y la infiltración inmediata en el terreno - cercano al bordo, pero en cualquier caso su presencia es siempre indeseable.

El drenaje subterráneo tiene por objeto captar, coleccionar y desalojar el agua del subsuelo, para así estabilizarlos y que su resistencia al esfuerzo cortante aumente. Este es constituido por SUBDRENESES, que es un sistema hidráulico subterráneo formado por zanjas, tuberías y filtros.

Los subdrenes más comunes son: los longitudinales, en zanjas y - las capas permeables. Otros subdrenes que también se usan con frecuencia son: subdrenes transversales, trincheras estabilizadoras, pozos de alivio y galerías filtrantes.

Para el diseño del drenaje se puede basar en un principio utilizado en la técnica de diseño de pavimentos, en el que se dice que en estas estructuras se requiere cohesión en su superficie y fricción en las - capas colocadas a mayor profundidad; esto es así porque en la carpeta es preciso contar con resistencia en la tensión y a los esfuerzos cortantes - bajo presión normal nula (no hay suelo suprayacente), en las capas inferiores: donde se cuenta con suficiente confinamiento, podrán usarse en - cambio materiales friccionantes, que ofrezcan buena resistencia en estado - natural, sin posteriores y costosos tratamientos con sustancias cementantes tales como asfaltos y cementos, obligados a lograr la necesaria - - - cohesión de las capas superiores.

Cuando la carga obra sobre el pavimento, transmite esfuerzos normales y cortantes a la base y sub-base, si la base está seca y su humedad es baja estos esfuerzos normales, serán tomados directamente por la estructura granular del material aumentando la resistencia al esfuerzo cortante, a la vez que se generan los esfuerzos cortantes debidos a la carga; si por el contrario, la base está húmeda en exceso y aun peor si fuese de material

poco permeable, los esfuerzos normales debidos a la carga serían tomados por el agua, no produciendo esfuerzos efectivos, no contribuyendo a la generación de resistencia al esfuerzo cortante durante la aplicación de la carga y así los esfuerzos cortantes durante la aplicación de la carga tendrán que ser tomados solo por la resistencia debida al peso propio — de los suelos suprayacentes en el pavimento; esta es evidentemente una forma muy ineficiente de aprovechar las propiedades mecánicas de los materiales, conduciendo a la falla en muchos casos.

Es incuestionable la necesidad de mantener relativamente poco — húmedas las capas granulares inferiores de los pavimentos, por esto las obras de subdrenaje deberán estar encaminados a garantizar su finalidad.

A continuación se describirán brevemente algunos de los subdrenes más comunes.

1.- CONSTRUCCION DE UNA CAPA PERMEABLE CON REMOCION DEL MATERIAL.

Cuando existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de un espesor — relativamente pequeño (por ejemplo, no mayor de 4 o 5 m.) y abajo de ella hay materiales de mucha mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en un ancho — conveniente. La excavación para la remoción podrá entonces recubrirse con una capa de 50 cm. a 1.0 m. de material permeable que actúe como subdren — de la zona; esta capa deberá estar provista de tubería perforada de captación y de tubería de desfogue. Posteriormente la excavación se rellenará con material de nuevas características debidamente compactado; sobre este podrá construirse el terraplen proyectado.

La capa drenante, evita que el nuevo material colocado y el terraplen del camino sufran los efectos adversos del agua. Adicionalmente el — sistema permite que el terraplén se apoye en terreno firme, por lo que la solución cubre los fines de mejoramiento del terreno de cimentación y de — la estabilidad general del propio terraplen.

El límite de la solución es obviamente el espesor del material — removido, circunscrito a los valores señalados por razones económicas.

En la figura 4.3.a. se observa, lo anteriormente expuesto.

2.- TRINCHERAS ESTABILIZADORAS.- Cuando en una ladera existe — flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya — estabilidad se ve amenazada y sobre la ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de los materiales malos y su substitución por otros — mejores resulta ya difícil y, antieconómico. En estos casos puede pensarse que basta captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local del terraplén; en la práctica se logra eliminando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse el círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación. La captación se logra construyendo una trinchera excavada bajo el lugar en que se construya el terraplén (ver figura 4.3.b).

El talud aguas arriba de la trinchera y su fondo deberá recubrirse con una capa de material filtrante de 50 cm. a 1.0 m. de espesor, provista de tubería perforada para captación y otra colocada transversalmente para desfogue.

Posteriormente la trinchera se rellenara con material debidamente compactado, pudiendose emplear para ello el mismo producto de la excavación. La inclinación de los taludes de la trinchera, deberá garantizar su estabilidad durante la construcción. El fondo debe tener un ancho — suficiente, para permitir las maniobras mínimas del equipo de construcción, estimándose que 4 m. satisface este requisito. La profundidad con que se construyen las trincheras suele oscilar entre 3 y 15 metros pero — en ocasiones han de construirse bastante más profundas.

3. POZOS DE ALIVIO

Los pozos de alivio constituyen un útil modo de resolver algunos problemas específicos. Los pozos son perforaciones verticales del orden de 60 cm. de diámetro, dentro de los cuales se coloca un tubo perforado — de 15 cm. de diámetro o algo similar; el espacio entre el tubo y las pa —

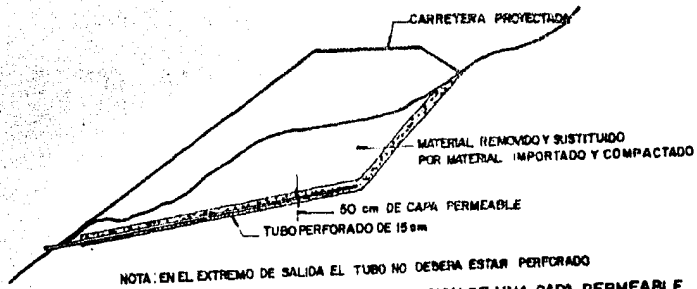


FIG. 4.3 A REMOCION DE MATERIAL BLANDO Y COLOCACION DE UNA CAPA PERMEABLE

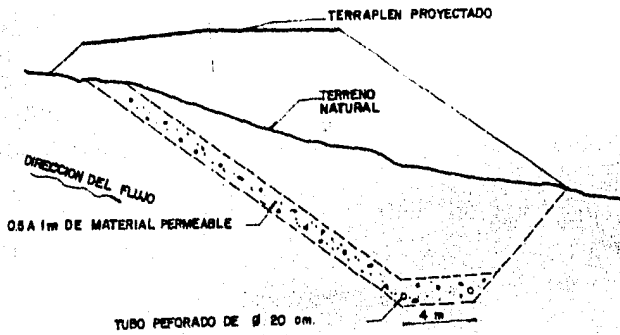


FIG. 43 B TRINCHERA ESTABILIZADORA

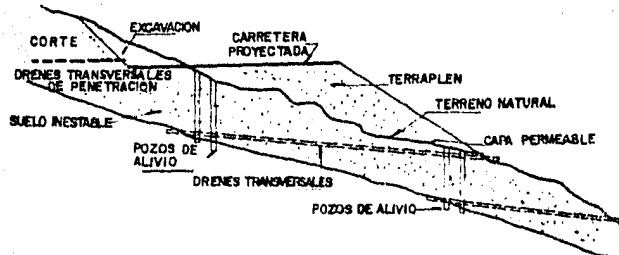


FIG. 4.3 C POZOS DE ALIVIO COMBINADOS CON DRENES TRANSVERSALES DE PENETRACION

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG No. 4.3
DIVERSOS TIPOS DE SUBDRENES EN TERRAPLENES.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984

redes de perforación se rellena con material filtrante. Las profundidades han llegado a ser hasta de 20 m. y se colocan en la zona en que se ubicará el terraplén y próximo a éste. Los pozos de alivio deberán tener un sistema colector que elimine las aguas captadas. La recolección obvia es una galería que los comunique en su base, construida como un pequeño túnel; también puede desguarse con drenes transversales de penetración o por bombeo directo. En el caso de los drenes transversales de penetración suele ser difícil lograr una buena conexión física con los pozos, sobre todo si estos se construyen primero. Algunos especialistas reportan que esa conexión no es necesaria en la totalidad de los pozos y que basta atravesar con los drenes la zona en que se hayan construido los pozos con conexión física de algunos de ellos, es recomendable conectar quizá la mitad, para que capten conveniente al agua retenida y que se infiltra al subsuelo ladera abajo.

El espaciamiento entre pozos de alivio es muy variable, dependiendo de las circunstancias del caso de que se trate y lo mismo puede decirse del número de hileras en que se dispongan, es frecuente un espaciamiento entre 5 y 10 m. y una disposición en dos hileras traslapadas.

En la figura (4.3.c) se muestra una instalación típica de pozos de alivio combinados con drenes transversales.

En la figura se muestran dos hileras de pozos colocados en la zona del pie del terraplén del lado ladera abajo. Estas dos hileras de pozos se han cementado en su parte superior con una capa de material permeable para drenar el agua en caso de que los pozos lleguen a rebasar; asimismo, aparece la hilera correspondiente de drenes transversales de penetración que podrá construirse como una manera de eliminar más eficientemente el agua captada por las dos hileras de pozos mencionados.

4.3. DRENAJE INTERNO DEL AEROPUERTO

La existencia de un sistema adecuado de drenaje para la evacuación de las aguas tanto superficiales como subterráneas resulta vital —

para la seguridad del avión y duración de los pavimentos. Un drenaje — inadecuado implica la formación de charcos en la superficie del pavimento, que pueden resultar peligrosos para el despegue y aterrizaje de los aviones. También puede implicar un deterioro rápido de los pavimentos.

Las pendientes suaves, tanto en sentido longitudinal como en el transversal y las amplias superficies pavimentadas presentan, frecuentemente, dificultades para conseguir un buen drenaje en los aeropuertos.

El drenaje interno es importante, tanto para una simple pista de aterrizaje de emergencia hasta los grandes aeropuertos que cubren superficies de varios kilómetros cuadrados; pero con frecuencia la localización abarca terrenos pantanosos ó de cimentación inestable.

En cualquiera de los casos, la interceptación y remoción de las aguas tanto superficial como subterránea, constituye un problema importante. El empleo de pavimentos gruesos y de bases ó capas estabilizadas no constituyen ningún sustituto económico comparado con el drenaje apropiado.

El drenaje de aeropuertos es diferente en lo concerniente a las áreas de aterrizaje y plataformas. Las zanjas y cunetas profundas no — son recomendables, por lo cual es necesario recurrir a otro medio para interceptar uniformemente el agua superficial, tanto para evitar la pérdida de estabilidad de la superficie del terreno como para impedir la — erosión.

Los drenes del aeropuerto pueden y deben con frecuencia, conducir el agua subterránea como la superficial. El sistema debe ser resistir el aplastamiento, la vibración y la dislocación. Por tanto un sistema de drenaje con juntas resistentes es de vital importancia.

Un buen drenaje, aumenta las ganancias de un aeropuerto comercial, así como la eficacia de un campo militar ó privado, al prolongar — el tiempo de servicios; también proporciona mayor seguridad debido a una — superficie firme y seca. Un suelo bien drenado ofrece un soporte más — uniforme para las pistas y las cargas directas de las ruedas de los —

aviones; facilita un crecimiento más riguroso a la hierba, haciéndola — más resistente a la sequía y conservando así la superficie en condiciones perfectas.

4.3.1. DRENAJE PLUVIAL

La evacuación de las aguas que caen dentro de los terrenos del aeropuerto, se recolecta con el sistema de drenaje pluvial.

El dren pluvial se considera generalmente, como un conducto que conducirá únicamente el agua superficial; dicha agua puede llegar al tubo mediante varias formas como; pozos colectores, sumideros de rejilla o rellenos permeables por filtraciones que entran al tubo por juntas ó perforaciones.

Cuando se trató de grandes corrientes que no pueden desviarse — por las márgenes del campo, se recurre al entubamiento en uno o varios — tubos grandes.

EDIFICIO

Es importante, mencionar la forma en que se debe desalojar el — agua proveniente de las precipitaciones pluviales, así como de los suministros de agua potable en las diversas edificaciones que constituyen el aeropuerto.

Todas las edificaciones del aeropuerto tienen diversos usos, — como son: edificio terminal, hangares, talleres, aduana, almacenes de — carga, comedores y otros. En algunas ocasiones el estacionamiento de los usuarios se constituye de varios niveles ó únicamente de un nivel, esto — es, conforme a la importancia del aeropuerto.

Mencionaré primeramente la importancia de un adecuado diseño de los drenes pluviales en estas, como el colocar tuberías que van a descargar directamente al drenaje municipal ó a los drenes pluviales del aeropuerto. El diseño de los drenes pluviales, se basará en el área de cap —

tación que tendrá el mismo, así como la frecuencia e intensidad de las tormentas en la zona.

El diseño equivocado de los drenes pluviales, pueden ocasionar muchas molestias y daños, tanto a las edificaciones como a los usuarios del aeropuerto.

Esto es, si se presentan tormentas con mayor frecuencia y el drenaje es lento para desalojar, o si el mantenimiento de los albañales es malo y por ello no hay desalojo, se produce encharcamiento en los techos de las edificaciones, produciendo, a estos una sobrecarga; a la que no están adecuados, además que no hayan sido consideradas en su diseño, produciendo a la misma como a sus soportes, una fatiga en los elementos estructurales, que pueden hacerlas fallar a corto plazo ó si esto se presenta con frecuencia, la falla puede ocurrir en cualquier instante.

Algo similar; pero con otras consecuencias, sucede en el estacionamiento. Esto es, si el edificio de estacionamiento consta de varios niveles y al presentarse una tormenta y el drenaje no estuviera en las mejores condiciones, se presentarán encharcamientos en algunos o todos los niveles, ocasionando por lo mismo, molestias al usuario que tendrá que cruzarlos con las consecuencias de ensuciarse, también se tendrá la pérdida de tiempo, que ocasiona el esperar que se desalojen las aguas. Esto en ocasiones, produce que si el usuario llega retardado (que sucede con frecuencia) para tomar su avión y esperar a que se desaloje el agua, da como consecuencia que el usuario no pueda abordar el avión.

El mantenimiento que se le debe dar a los drenes pluviales debe ser constante, para que no sucedan los contratiempos que se mencionaron anteriormente.

El suministro de agua a todas las edificaciones del aeropuerto son necesarias e indispensables, esto es tanto para el servicio sanitario de los usuarios y trabajadores; como para restaurantes, limpieza del mismo y otros usos que se le den.

El diseño de las tuberías y albañales para desalojar las aguas sanitarias, se harán de acuerdo al uso y tipo de cada inmueble sanitario.

El desalojo debe hacerse lo más rápido posible, para evitar la concentración de malos olores, evitando alguna infección a causa de estos.

La descarga se puede realizar directamente al drenaje municipal o si se requiere, se dirigirá a una planta de tratamiento, para después ser desalojado a algún río, lago u otro tipo.

A continuación se dará una breve explicación del drenaje que se usa en el terreno y edificaciones que componen el aeropuerto.

TERRENO

Se mencionó en el anterior inciso, la importancia del drenaje pluvial para las edificaciones, toca ahora mencionar la importancia y los efectos que ocasionan la precipitación pluvial, así como los escurrimientos superficiales en los terrenos del aeropuerto.

La selección del drenaje para aeropuerto, es de primordial importancia no sólo desde el punto de vista de seguridad, sino por razones de orden económico. Puesto que los requisitos para el drenaje de aeropuertos son más rígidos que para casi cualquier otro tipo de servicio, se deben considerar todos los factores; aprovechando la experiencia adquirida en drenajes de otros aeropuertos.

Esto es, que no se deberá dar el mismo tratamiento en cada área del aeropuerto, ó sea, que no se colocará el mismo drenaje en las pistas de aterrizaje, calle de rodaje y en las plataformas de aterrizaje.

También, no se le dará el mismo tratamiento a un arroyo que cruce el área ó que únicamente pase por los contornos o a un río de gran volumen que sea intermitente, o perene.

En ocasiones y de acuerdo a la topografía del lugar se aprovecha el drenaje natural, pero casi siempre y por lo general se utiliza drenaje artificial.

En los drenes de aeropuertos debe tomarse en consideración su resistencia a intensas vibraciones, cargas vivas y muertas e impactos a lo largo y debajo de la pista. La eficiencia sin interrupción, así como el mantenimiento de la seguridad en las operaciones de vuelo, se basan en la capacidad del tubo para soportar las cargas excesivas del tránsito.

El fracaso de los drenes puede atribuirse generalmente a fallas estructurales por aplastamiento o rotura, pérdida de eficiencia del tubo a causa del mal alineamiento, ó bien por las obstrucciones del conducto. Tales fracasos en un sistema del aeropuerto podrían traer serias y costosas consecuencias.

Aún cuando la resistencia estructural es importante, resultará de poco valor, si debido a otras razones el sistema deja de funcionar como conducto. Las aberturas en el tubo de subdrenaje deben basarse en diseños equilibrados por ejemplo, en la interceptación del agua superficial, se busca una infiltración rápida, en donde un material permeable de relleno permite que grandes cantidades de agua lleguen con rapidez al tubo de drenaje, deben preferirse; a causa de su mayor eficiencia, las perforaciones en la pared del tubo en vez de grandes juntas abiertas, sin embargo, para lograr una eficiencia prolongada, estas aberturas deben proyectarse de modo que impidan la entrada al tubo del material de relleno.

Las perforaciones permiten que el agua entre a todo lo largo del dren, también hay menos corrientes horizontales susceptibles a desplazar el material de relleno, las perforaciones evitan que las partículas sólidas obstruyan la línea. A la vez, las juntas cerradas y conectadas con firmeza, evitan las dislocaciones, pérdidas de alineamiento y obstrucción del tubo.

En las aeropistas el drenaje superficial es el destinado a captar y eliminar las aguas que corren sobre el terreno natural ó sobre la estructura; estas aguas proceden directamente de las lluvias, aunque a veces tienen su origen en inundaciones de corrientes fluviales ó en mareas.

El sistema de drenaje más funcional y económico usado en nuestro país consiste en colocar canales abiertos a los lados de las pistas y calles de rodaje, donde son necesarios, con inclinación máxima en los taludes de 7:1 con el objeto de ser imperceptibles por los tripulantes de las aeronaves y no presentar obstáculos en el momento en que por cualquier circunstancia, algún aparato llegara a salirse de la pista. En ocasiones se usan alcantarillas y también canales rectangulares de concreto cubiertos con rejillas para evitar al máximo, la existencia de láminas de agua en zonas pavimentadas como son: las plataformas, calle de rodaje, pistas, hangares y otras.

A continuación se explicará brevemente cada uno de estos.

BOMBEO:

Se denomina bombeo, a la pendiente transversal que se da en las aeropistas para permitir que el agua que cae directamente sobre ellas escurra hacia sus dos hombros.

En las aeropistas se dispone el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5%, generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25% con taludes de 1:7 (fig. 4.4).

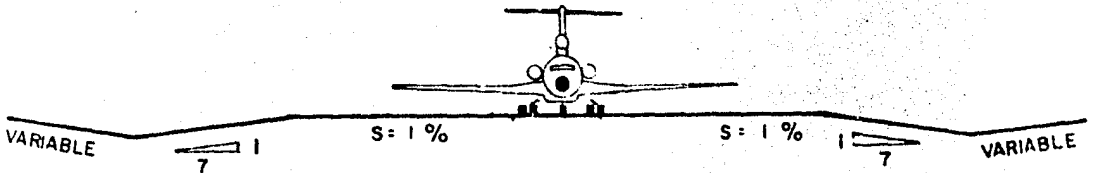
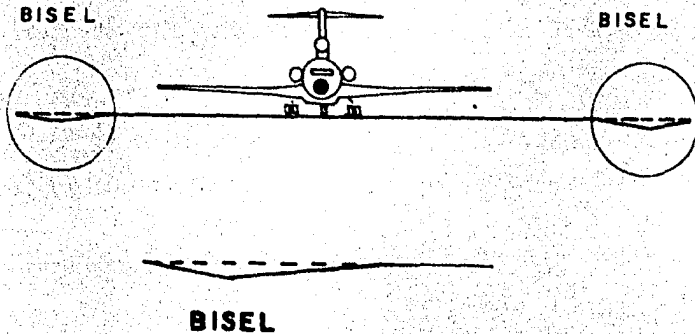


FIG. N° 4 4

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en el lindero del acotamiento con la carpeta en el hombro más alto cuando, como a veces sucede, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento.

Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel.



Quando se tiene un camellón central, entre la pista y la calle de rodaje, (generalmente sembrado de pasto) se dispone un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada una hacia el hombro respectivo y hacia la sección central del camellón, donde suele existir un elemento de canalización o sea un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; así el agua que se concentra en el colector subterráneo será eliminada en forma conveniente (fig. - 4.5).

Lo anterior, también puede ser utilizado en los estacionamientos de vehículos, en el cual, a la alcantarilla colectora le corresponde un área de influencia, donde se debe diseñar la pendiente adecuada.

En las áreas de plataforma se usara la pendiente adecuada de acuerdo al área de captación de cada alcantarilla ó colector de rejilla.

IMBORNALLES.— El agua proviene de una zona tributaria se recoge en la tubería de drenaje por medio de los imbornales; su estructura consiste en una caja de concreto armado, cuya tapa superior es una rejilla de hierro fundido, de acero ó de concreto armado. Las rejillas deben resistir el paso de las ruedas de las aeronaves y además deberán estar diseñadas para soportar las cargas del avión tipo.

Para que no existan grandes distancias entre imbornales, éstos se sitúan a distancias que varían de 60 a 120 mts., la localización de los mismos dependen de la configuración del aeropuerto y la del terreno.

Normalmente, si hay una calle de rodaje paralela a la pista, los imbornales se instalan en la zona libre que existe entre ambos, tal como se ve en la figura 4.5.

Si no existe calle de rodaje paralela, los drenes se sitúan paralelos al borde del pavimento de la pista ó en la parte inferior del área en cuestión. Es recomendable que los imbornales no estén a distancias menores de 25 metros con respecto al borde del pavimento.

En las plataformas de estacionamiento, los imbornales se colocan en el mismo pavimento. Es la única forma de que la amplia zona de estacionamiento quede drenada. Todas las rejillas deberán estar bien sujetas a sus armazones, con objeto de que no se aflojen por la vibración debido al paso del tráfico.

Se puede observar con mayor detalle en la figura. 4.6.

Las tuberías deberán ir enterradas a una profundidad adecuada, con objeto de que puedan soportar las cargas al tránsito. En el apendi-

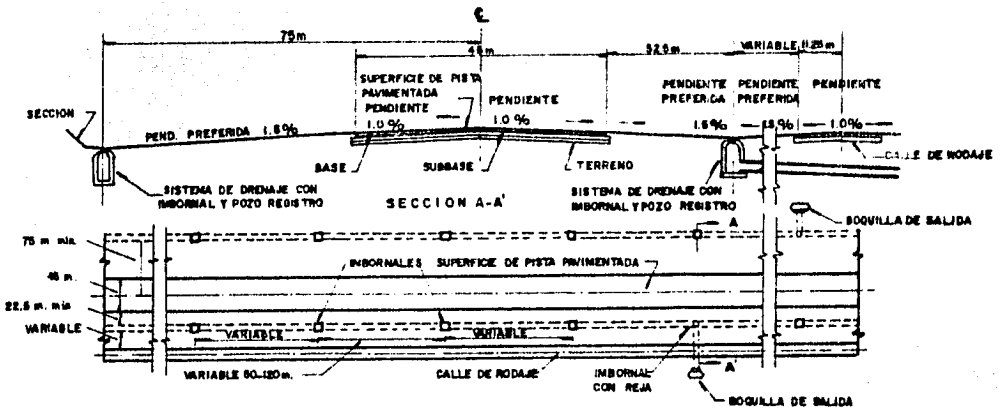


FIG. 4.5. A DRENAJE ENTRE RODAJE Y PISTA

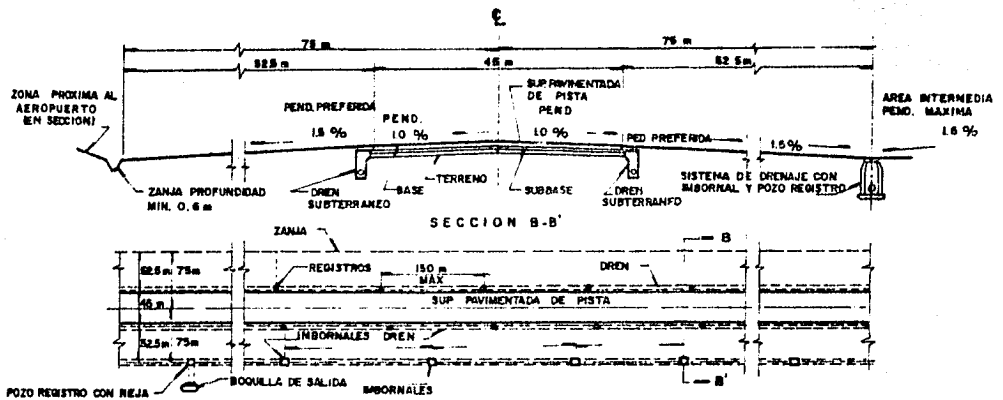


FIG. 4.5 B DRENAJE PARA LA PISTA

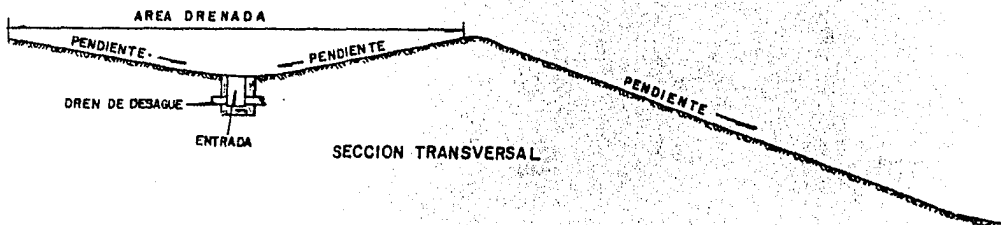
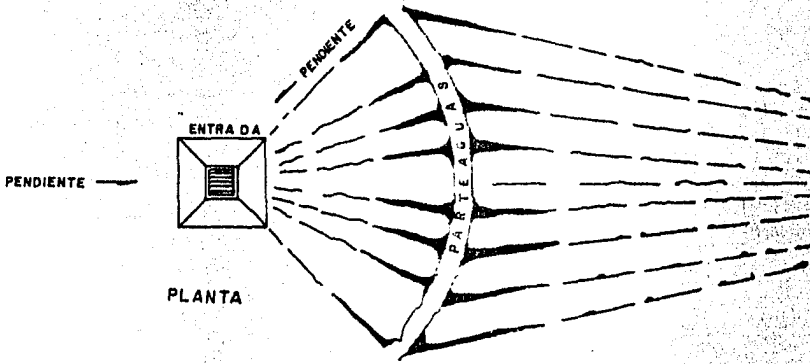
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. DRENAJE PARA ZONAS PAVIMENTADAS
4.5

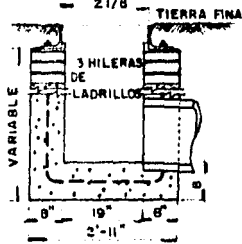
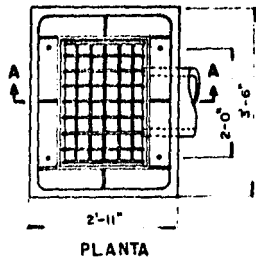
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

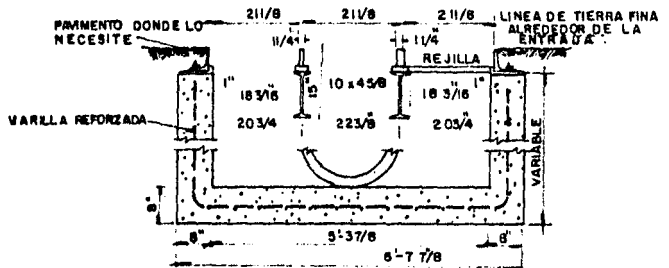
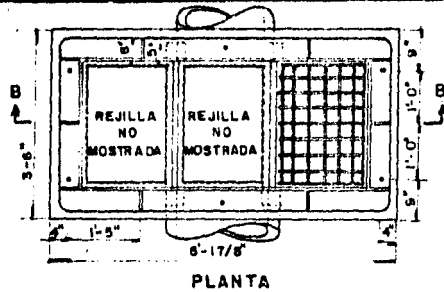
MEXICO DE JULIO DE 1984



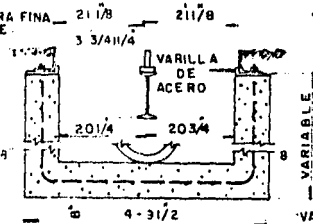
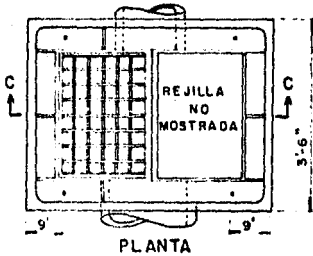
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No. 4.6	AREAS DE CAPTACION
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO DE JULIO DE 1964



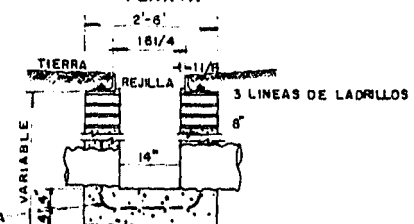
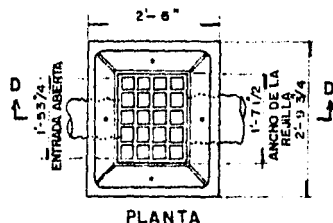
UNA REJILLA EN LA ENTRADA



TRES REJILLAS DE ENTRADA



DOS REJILLAS DE ENTRADA



UNA REJILLA DE ENTRADA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
4.6A

TIPOS DE IMBORNALES

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO, D.F. JULIO DE 1984

ce 4-A se encuentran tabuladas algunas profundidades recomendables.

También, en el apéndice 4-B se indican algunos coeficientes de rugosidad (n) para las diferentes tuberías y canales abiertos.

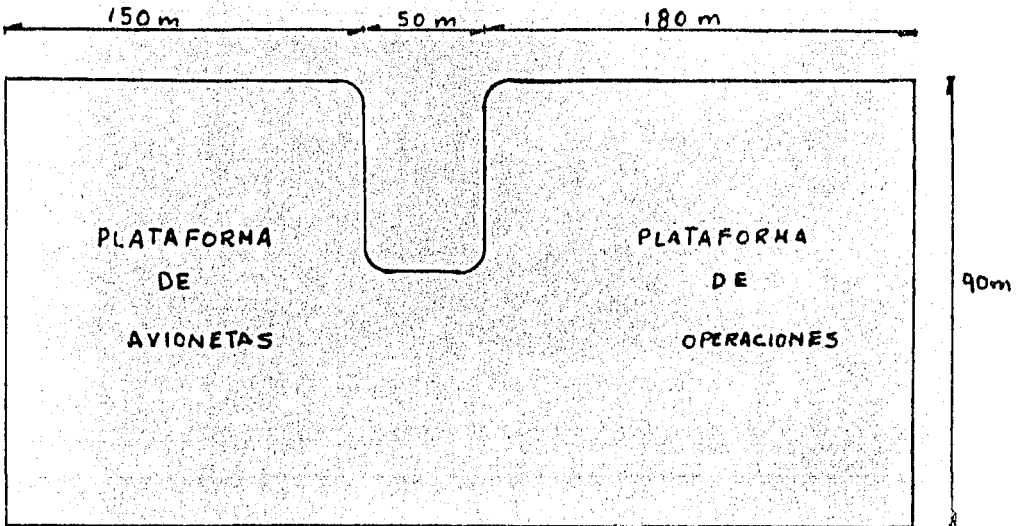
A continuación se hará un diseño de los ductos de concreto que unen a los imbornales:

DISEÑO DE DUCTOS DE CONCRETO

El diseño de este tipo de estructuras, por lo general se realiza como si fuera una obra de drenaje urbana, debido a que el volumen que se requiere desalojar es aportado por superficies totalmente pavimentadas, como es el caso de la plataforma de operaciones y de avionetas; superficies que normalmente tienen pocas pérdidas en el volumen que se precipita sobre ellas, debiendo ésto principalmente a su composición superficial y a la pendiente con que se diseña, para que drenen rápidamente el volumen de lluvia que llegue a ellas y de esta manera evitar en todo lo que sea posible el encharcamiento sobre esta zona, una de las características más comunes de este tipo de obras es que se diseñó su tirante con una variación a lo largo de toda la longitud de la obra, explicándose este fenómeno por la relativa seguridad que se puede tener acerca del gasto que va a conducir esta estructura en cada tramo en particular, puesto que sólo recolecta el volumen que se precipita sobre las plataformas, así como se puede controlar perfectamente la pendiente y dirección del flujo de tal suerte que estamos en posibilidad de conocer la variación del tirante en cualquier punto.

El ejemplo que se presentará corresponde a datos que fueron tomados de la realidad, para de esta manera poder observar el proceso por el cual se diseña este tipo de obra.

Supóngase que se desea drenar una superficie similar a la figura:



Es importante mencionar que la plataforma de avionetas esta -- construida de concreto hidráulico, no así la plataforma de operaciones -- que está pavimentada por medio de mezclas asfálticas, circunstancia que -- modifica como es lógico el coeficiente de fricción y por lo tanto el vo -- lumen que se espera recibir de esta superficie.

Cabe mencionar que precisamente en el diseño de este tipo de es -- tructuras es donde más se puede garantizar el uso de la fórmula racional, puesto que la composición superficial del área por drenar se presta para -- ello. En este caso en particular, se expondra el criterio usado para la -- obtención del gasto: para que se pueda apreciar la utilización de una -- fórmula considerada sólo para zonas urbanas, en el diseño de una obra de -- drenaje en un aeropuerto.

Se obtendrá separadamente el caudal que aporta cada plataforma, -- básicamente por dos motivos: el primero de ellos es, por la diferente -- resistencia que coonen al tránsito del agua sobre ellas y la segunda es -- la de poseer una base para diseñar la variación del tirante de la sección.

Considérese la expresión del método racional para calcular el gasto en las dos plataformas.

en donde:

$$Q = 0.278 C \cdot i \cdot A$$

A = Área de las plataformas

C = Coeficiente de fricción de la tabla del apéndice 4.8

i = Intensidad en mm/hrs. para la tormenta de diseño.

Según los estudios realizados en la zona, se determinó para la tormenta de diseño una intensidad de precipitación asociada a la duración de la misma de: $i = 53 \text{ mm/hrs.}$

a) Cálculo del gasto que aportará la plataforma de avionetas.

Siendo el área de esta igual a:

$$A = 90 (150) = 13500 \text{ m}^2$$

$$A = 0.0135 \text{ Km}^2$$

Sabiendo que el coeficiente de fricción para superficies de concreto hidráulico (n) es igual a 0.825 y aplicando la ecuación general queda:

$$Q_1 = 0.278 (0.825) (0.053) (13.500) = 0.164 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_1 = 0.164 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) Cálculo del gasto que aportará la plataforma de operaciones.

Teniendo la diferencia primordial en la magnitud de su área y el coeficiente de fricción diferente:

$$A = 90 (190) = 17100 \text{ m}^2$$

$$A = 0.0171 \text{ Km}^2$$

Sabiendo que el coeficiente de fricción para superficie asfálticas es igual a 0.875 y aplicando la ecuación general del método racional nos queda que:

$$Q_2 = 0.278 (0.875) (0.053) (17.100) = 0.220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 0.220 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Una vez que conocemos los gastos se procede a diseñar la estructura, misma que se efectuará en dos partes, debido a que en los primeros 190 m. sólo conducirá el volumen aportado por la plataforma de operaciones, y en el tramo restante conducirá el volumen que aporte la plataforma de avionetas más el caudal que ya había recolectado anteriormente.

Como primer paso se procede a diseñar el tirante para los 190 m. iniciales, los datos con que se cuenta son los siguientes:

$$Q = 0.220 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.00318$$

$$L = 190 \text{ m}$$

$$n = 0.0125 \text{ (coeficiente de rugosidad dado por Manning para superficie de concreto hidráulico).}$$

Esta estructura se calculará a partir de estos datos y en forma similar a como fuerón diseñados los canales, por lo tanto según la expresión de Manning sabemos que:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Expresión de la cual conocemos su coeficiente de fricción y la pendiente; haciendo uso de la ecuación de continuidad ($Q=VA$) y reemplazandola en la fórmula de Manning tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Dejando en el segundo miembro de esta expresión a todos los elementos que se conocen resulta que:

$$A.r^{2/3} = \frac{Q(n)}{S^{1/2}}$$

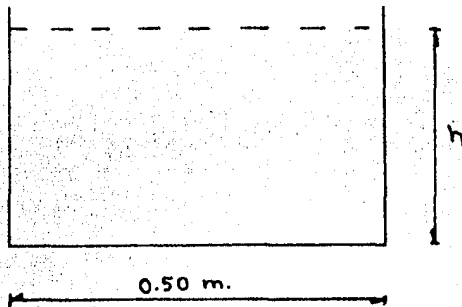
Sustituyendo los valores con que se cuenta para el diseño, nos resulta:

$$A.r^{2/3} = \frac{0.220 (0.0125)}{(0.00318)^{1/2}} = 0.0487$$

$$Ar^{2/3} = 0.0487 \text{ ----- (1)}$$

Como se sabe esta última relación hay que resolverla por medio de tanteos, para lo cual es conveniente como se sabe, dejar expresado el valor del área y el radio hidráulico en función de literales en las que se puede reemplazar los valores que se vayan suponiendo.

Por lo general en los ductos de concreto se acostumbra dejar fijas las dimensiones de la base y hacer variar una forma uniforme al tirante. En el ejemplo que se presentará, la base a lo largo de toda la longitud tiene un ancho fijo de 0.50 m, por lo tanto para la deducción de las expresiones hay que considerar una sección como la mostrada en la figura:



Se obtendrá la expresión que liga el valor del área con las literales de la figura:

$$A = b \cdot h.$$

$$A = 0.5 (h)$$

Para calcular el radio hidráulico se tiene que encontrar una expresión que defina el perímetro mojado por lo tanto considérese la siguiente expresión:

$$P = 0.5 + h + h$$

$$P = 0.5 + 2h$$

Y siendo el radio hidráulico igual a la relación del área entre el perímetro mojado queda:

$$r = \frac{A}{P}$$

$$r = \frac{0.50 h}{(0.50 + 2h)} = \frac{0.25 h}{0.25 + h}$$

Finalmente queda:

$$Ar^{2/3} = (0.50 h) \left[\frac{0.25 h}{0.25 + h} \right]^{2/3} \text{ ----- (2)}$$

Igualando la expresión (2) con la ecuación (1) queda:

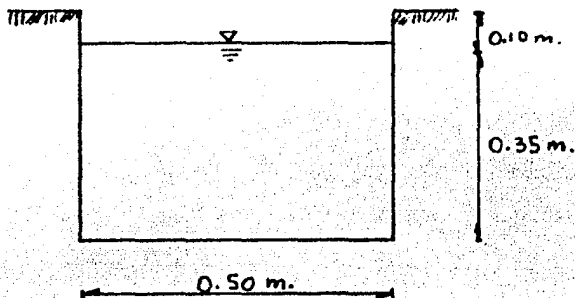
$$(0.50 h) \left[\frac{0.25 h}{0.25 + h} \right]^{2/3} = 0.04875 \text{ ---- (3)}$$

Expresión que permite reemplazar distintos valores de (h) hasta encontrar el valor que cumpla con la igualdad.

Tomando un valor de $h = 0.35$ y reemplazándolo queda:

$$(0.50 \times 0.35) \left[\frac{0.25 (0.35)}{0.25 + 0.35} \right]^{2/3} = 0.0484$$

Valor que como puede observarse, es bastante aproximado a la igualdad (3) situación que implica que el tirante propuesto es adecuado. Lo que da como resultado la siguiente sección en los primeros 190 m.



Se procede a realizar la comprobación, para ver si la sección que ha sido propuesta es capaz de transportar el gasto requerido:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Expresión de la cual se conoce:

$$A = 0.175 \text{ m}^2$$

$$r^{2/3} = 0.2770$$

$$S^{1/2} = 0.05639$$

$$n = 0.0125$$

Sustituyendo valores queda:

$$Q = \frac{0.175}{0.0125} (0.2770) (0.05639) = 0.2186 \text{ m}^2/\text{seg}$$

Como el gasto requerido es de $0.220 \text{ m}^2/\text{seg}$ y la sección es ca-

paz de transportar 0.2186, se concluye que la sección propuesta en los primeros 190 m. es adecuada.

Ahora se procede a calcular el tirante que gobernará al ducto en la parte restante del mismo, el cual transporta el gasto que es aportado por la plataforma de avionetas más el que ya había sido recolectado en la primera parte del ducto. Por lo que el volumen de diseño será:

$$Q_t = 0.164 + 0.220$$

$$Q_t = 0.384 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Y siguiendo con el mismo procedimiento que en el primer tramo tenemos que:

$$Q = A.V.$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Reemplazando en la ecuación general, el caudal que tiene que transportar la parte final de este ducto nos queda:

$$0.384 = \frac{A}{n} r^{2/3} \cdot S^{1/2} \text{ ----- (1)}$$

Como ya es costumbre, se deja en el primer miembro a los elementos que se desconocen:

$$Ar^{2/3} = \frac{0.384 (0.0125)}{(0.0318)^{1/2}}$$

$$Ar^{2/3} = 0.0851 \text{ ----- (2)}$$

Debido a que se sigue conservando la misma restricción en la dimensión de la base, es válida la expresión que fue calculada para el área y para el radio hidráulico en el tramo anterior por lo que estas expresiones quedan:

$$A = 0.50 h \quad r^{2/3} = \left[\frac{0.25 h}{0.25 + h} \right]^{2/3}$$

Igualando estas últimas dos expresiones al valor que habíamos encontrado en la ecuación (2) resulta:

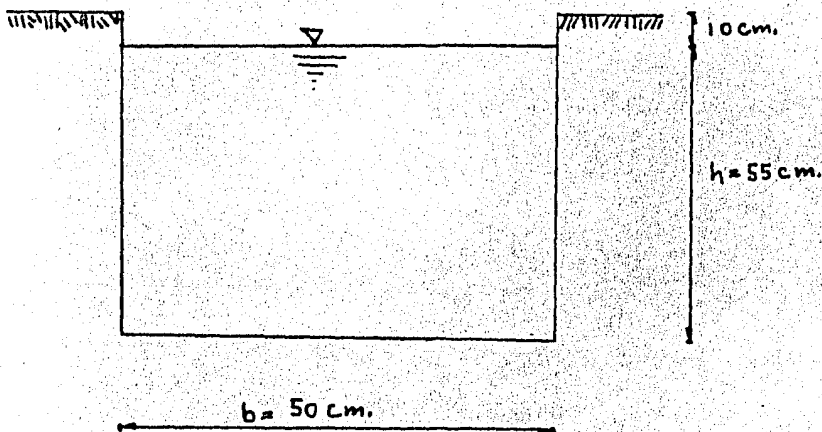
$$0.50 h \left[\frac{0.25 h}{0.25 + h} \right]^{2/3} = 0.0851$$

Expresión que se resolverá a base de una serie de tanteos:

Supongase $h = 0.55$

$$(0.50 \times 0.55) \left[\frac{0.25 (0.55)}{0.25 + 0.55} \right]^{2/3} = 0.0850$$

Resultado que comparandose con la ecuación (2), da su valor similar al calculado. Por lo tanto se concluye que es el tirante que nos resuelve el diseño. Por lo tanto la sección del ducto en su parte final nos queda:



Resta solamente efectuar la comprobación para ver si la sección es capaz de transportar el gasto requerido, considerese la expresión - - general del gasto:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

en donde:

$$A = 0.275 \text{ m}^2$$

$$r^{2/3} = 0.3091$$

$$S^{1/2} = 0.05639$$

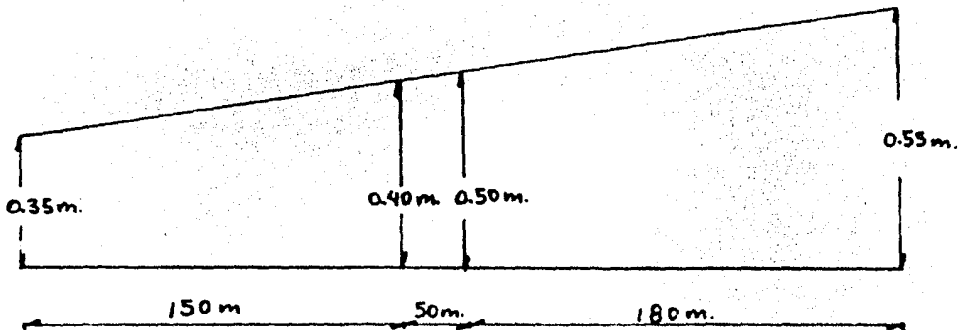
$$n = 0.0125$$

Reemplazando los valores en la ecuación, queda:

$$Q = \frac{0.275}{0.0125} (0.3091) (0.05639)$$

$$Q = 0.3834 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal, que como puede observarse coincide con el que requiere-transportar el ducto en su parte final, con lo cual queda concluido el -diseño y la sección a lo largo de toda su longitud nos queda de la si -guiente forma:



ALCANTARILLAS.- En los terraplenes, las principales estructuras de drenaje superficial son las alcantarillas, sean de concreto, mampostería o lámina de acero.

Las alcantarillas son de uso común en la construcción de terraplenes para carreteras, pero en ocasiones son de uso indispensable en los terrenos de un aeropuerto.

Esto es, si se utiliza el drenaje natural de acuerdo a la topografía del lugar, no será necesario utilizar ductos cerrados ni imbornales, sino únicamente por el escurrimiento natural y canalizándolo hacia una alcantarilla que permita que estas aguas crucen la obra, ya sea en la aeropista ó calles de rodaje.

En general, las alcantarillas se construyen con materiales rígidos ó flexibles y su funcionamiento; en lo que a su relación con el suelo que cubre y rodea se refiere, queda definida por esta condición.

Las alcantarillas de lámina corrugada, son flexibles y su bóveda cede bajo las cargas de tierra, propiciando fenómenos favorables de arqueado, las alcantarillas rígidas de mampostería ó concreto no tiene esta ventaja y en ellas la determinación de las presiones producidas por los materiales y las cargas que la cubren es más delicada.

En estas estructuras, por lo general, disminuye el área del cauce de la corriente natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad tanto interiormente como a la salida de la misma; la profundidad del embalse a la entrada, en muchas ocasiones propiciará la necesidad de colocar obras de protección en la alcantarilla.

En algunos casos puede llegar a rebasar la altura del terraplén, problema que debe evitarse por todos los medios posibles; también en la salida de esta estructura se puede necesitar instalar obras de protección contra la socavación y la erosión.

Las partes fundamentales de una alcantarilla son: el barril ó conducto que pasa por debajo del terraplén, los muros de la cabeza, los

aleros a la entrada, los muros de los extremos y otra serie de dispositivos en la salida para mejorar las condiciones del escurrimiento, de manera que se evite, la erosión del terraplén a la entrada y a la salida. - - (ver fig. 4.7). En algunos casos se utilizan dispositivos para proteger a la alcantarilla contra basuras, que en determinado momento puede obstruir el funcionamiento del barril. De acuerdo, con la forma de la sección del barril, estas estructuras pueden adoptar las siguientes categorías; circulares, de cajón o de bóveda los barriles de éstas se pueden construir de una gran variedad de materiales, dependiendo la elección del que se use de la escasez ó abundancia que exista en una determinada zona; cuando estas estructuras son pequeñas por lo general se pueden construir de concreto precolado, barro vetrificado, hierro colado ó tubería de acero corrugada; en los tamaños más grandes, por lo general se escogen arcos de acero corrugado ó de concreto reforzado; en algunas circunstancias se ha podido llegar a emplear mampostería de piedra y madera tratada. Para ser considerada una sección como alcantarilla el diámetro mínimo debe ser de 0.45 m.

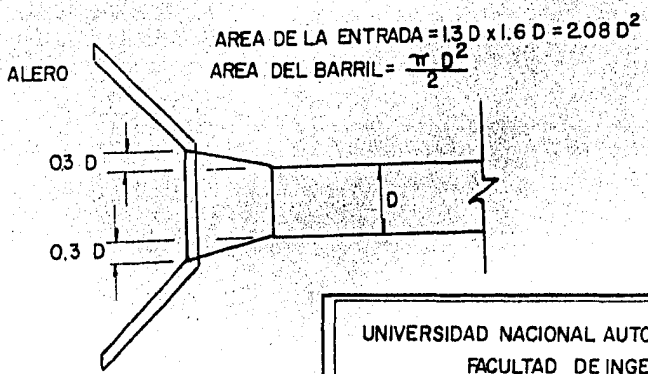
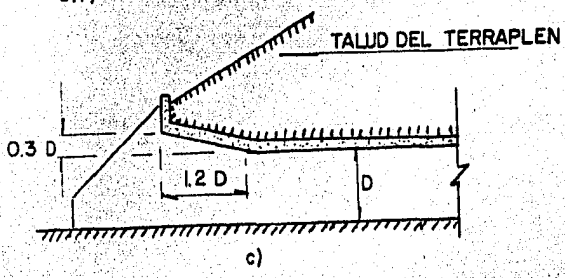
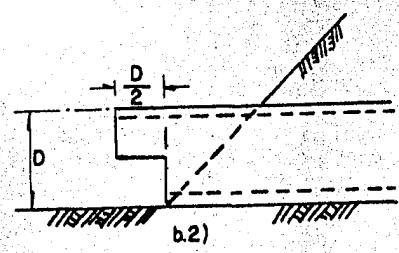
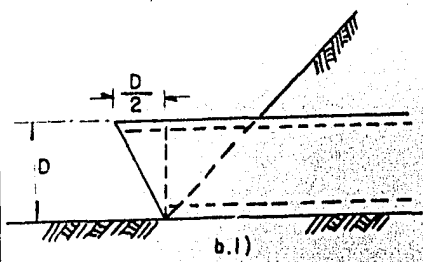
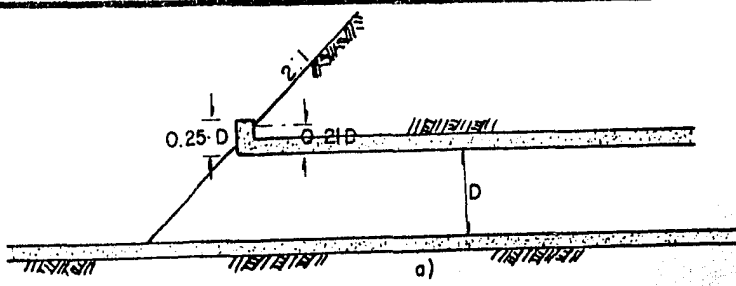
Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1.- Siempre que sea posible, las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2.- Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3.- En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural, se hará un cuidadoso estudio económico para establecer claramente que el costo de conservación no nulifique el ahorro que se tenga en el costo de construcción.

4.- Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulten apropiadas al agua, sin quiebres bruscos o salientes, capaces de fo -



- a) ENTRADA CON PERFIL DE PENDIENTE IGUAL A LA DEL TALUD DEL TERRAPLEN
- b) ENTRADA TIPO
- c) DISEÑO DE LA ALCANTARILLA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG No	DIVERSAS ENTRADAS EN
4.7	ALCANTARILLAS
TESIS PROFESIONAL DRENAJE EN AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO D.F. JULIO DE 1984

mentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos - seguramente será siempre económica.

5.- El gradiente hidráulico que exista dentro de la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho del cauce natural.

6.- Deben evitarse en las alcantarillas, contracciones en la vena líquida.

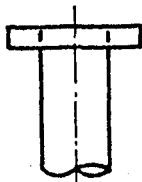
A continuación se mencionan las recomendaciones, que se proponen para la entrada y para la salida del flujo en este tipo de obras. - En general es conveniente que la alcantarilla trabaje a presión para -- aprovechar con ello el máximo de su área, se ha visto también la importancia que tiene en la descarga el hecho de que, en la entrada se instalen bordes afilados ó redondeados, las entradas sirven para proteger al terraplen de la erosión y si se diseñan adecuadamente pueden llegar a mejorar las condiciones del funcionamiento en el interior de esta -- estructura.

En la entrada es conveniente construir muros que se la denomina de cabeza, los cuales aumentan la eficiencia de la obra y representan una ayuda para retener los empujes que generan las terracerías de la zona pavimentada, estos muros pueden ser rectos, en forma de L, de U o con aleros, siendo su utilidad básicamente la de encauzar el agua hacia el interior de la alcantarilla. (En la figura 4.8 se muestran algunas entradas).

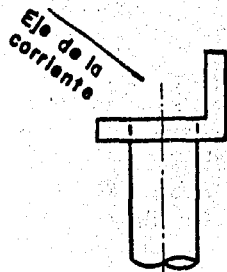
MURO RECTO:.- El muro final recto de la figura 4.8.a por lo -- general es usado en alcantarillas pequeñas con pendientes planas y cuando el eje de la corriente natural coincide con el de la estructura.

MURO EN L:.- Si es necesario un cambio brusco en la dirección del escurrimiento se utiliza el muro final en forma de L, como el que -- se muestra en la figura 4.8.b.

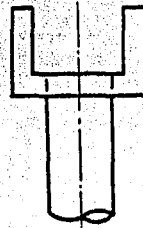
MURO EN U:.- El muro final en forma de U de la figura 4.8.c. --



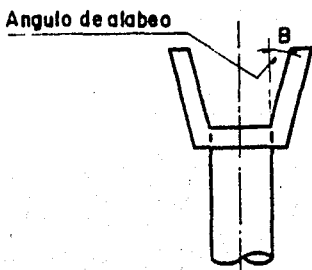
a) Muro final recto



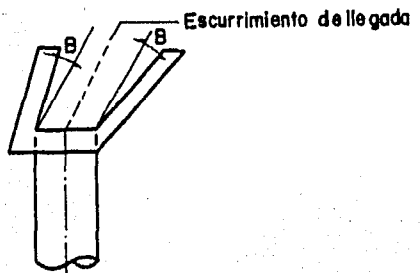
b) Muro final en "L"



c) Muro final en "U"



d) Aleros alabeados



e) Aleros alabeados desde el eje de la corriente

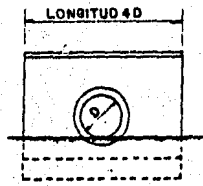
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 4.8 DIVERSAS ENTRADAS EN ALCANTARILLAS

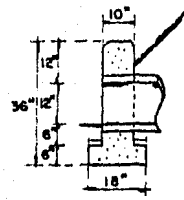
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

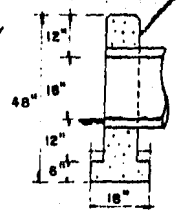
MEXICO DF. JULIO DE 1984



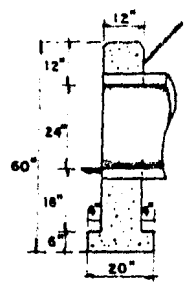
ELEVACION



TUBO 12"

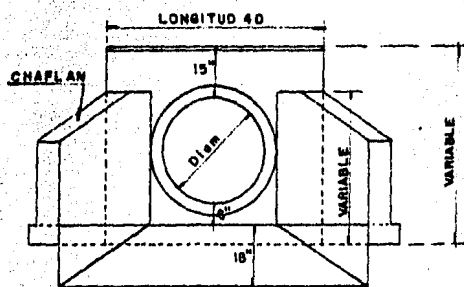


TUBO 15"

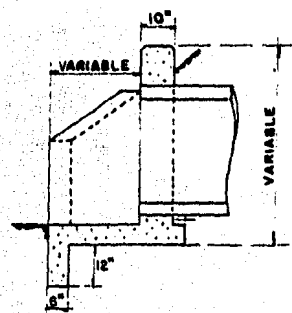


TUBO 24"

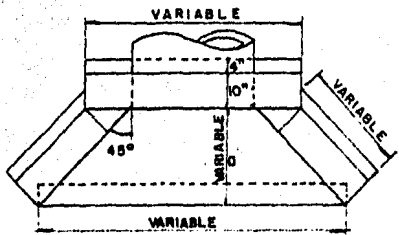
SECCION



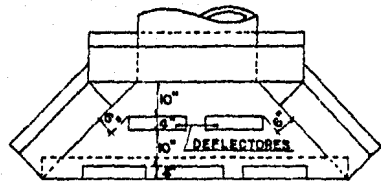
ELEVACION



SECCION



PLANTA



PLANTA QUE DEMUESTRA DEFLECTORES PARA TUBO DE 30"

NOTAS :

- 1.- EL CONCRETO REFORZADO PUEDE SER COLOCADO EN MUROS.
- 2.- LOS DEFLECTORES PODRAN SER INSTALADOS EN MUROS PROXIMOS AL DISIPADOR DE ENERGIA, CUANDO SE EXCEDA LA VELOCIDAD DEL AGUA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No.	DIVERSAS ENTRADAS EN ALCANTARILLAS
4.8.a	
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO, D.F. JULIO DE 1984

es el menos eficiente hidráulicamente hablando y la única ventaja que posee es su bajo costo de construcción.

MURO ALABEADO:.- Cuando los escurrimientos son muy grandes y pueden llegar a afectar el funcionamiento de la alcantarilla al provocar una serie de problemas dentro de ella, es preferible usar un alero alabeado como el de la figura 4.8.d.

Siendo estas las entradas que más aplicación pueden tener a la vez de ser las más recomendables para garantizar una eficiente protección de las terracerías.

El propósito de colocar una obra de protección a la salida de la alcantarilla, es proteger de la erosión al talud aguas abajo del terraplén y evitar de esta manera socavaciones en el barril. La condición ideal sería que la velocidad en el cauce aguas abajo fuera igual que la velocidad dentro de la obra; por esta razón la forma de la salida no tiene que ser forzosamente igual a la de la entrada debido a que satisfacen distintas funciones.

Si la velocidad de descarga es muy alta (mayor de 5.5 m/seg) ó el material con que está formado el canal que recibe las aguas de la alcantarilla es muy susceptible a la erosión, puede ser necesaria alguna obra para disipar la energía del fluido a la salida de esta estructura, (fig. 4.9) pudiendo ser ésta en forma de delantal inclinado para inducir de esta manera a la formación de un salto hidráulico, o puede provocarse también una salida en forma de cucharón, que arroja el chorro de agua lo suficientemente lejos aguas abajo, para evitar que se dañe el terraplén.

En algunos casos un tanque de amortiguación puede ser satisfactorio, otra de las soluciones que pueden emplearse para evitar estos problemas, es utilizar un tramo de tubo más largo y de mayor diámetro, para proteger el terraplén y alejar el agua lo suficientemente lejos de la zona. Este tubo puede tener una sección, que amplíe gradualmente su área, para reducir su velocidad en la parte final.

Si el suelo posee características resistentes ó cae dentro de -



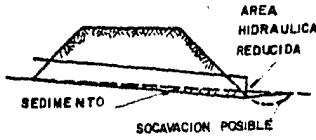
PENDIENTE FINAL DESPUES DE LA CONSOLIDACION DEL TERRAPLEN

a) COMBA BAJO TERRAPLENES



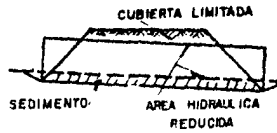
SEDIMENTO
PENDIENTE MEJORADA
PENDIENTE DEL FONDO DE LA CORRIENTE

b) PREVIENDESE CONTRA LA SEDIMENTACION



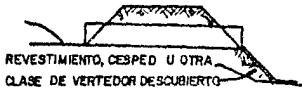
SEDIMENTO
SOCAVACION POSIBLE

c) EL CAMBIO EN LA PENDIENTE DEL CANAL PUEDE CAUSAR SEDIMENTACION O SOCACION



CUBIERTA LIMITADA
SEDIMENTO
AREA HIDRAULICA REDUCIDA

d) ALCANTARILLA COLOCADA MAS ABAJO DE LA PENDIENTE ADECUADA; EL AREA HIDRAULICA SE REDUCE



REVESTIMIENTO, CEPED U OTRA CLASE DE VERTEDOR DESCUBIERTO

e) PENDIENTE EN LADERA; MANERA DE EVITAR SOCACION



f) ENTRADA EN POZO



CORDO EN VERTEDERO
g) PENDIENTES EN LADERA; MANERA DE EVITAR SOCACION



h) TUBO EN VOLADIZO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No
4.9

DIVERSOS TIPOS DE DRENAJE DE
ALCANTARILLAS (PENDIENTE)

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS.

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF, JUNIO DE 1974

la categoría de rocoso, no es necesario colocar estructuras especiales de protección a la salida. En todo caso si se requiere dicha estructura su costo debe ser balanceado y comparado contra costos que implicaría el mantenimiento y daños que pudiera causar la erosión si se presentase en el final de la obra.

La pendiente ideal, es la que no ocasionan sedimentación ni -- velocidad excesiva, además evita la erosión en las paredes de la misma, -- circunstancia que exige menor longitud y facilita el reemplazo del ducto en caso necesario, por lo general se recomienda una pendiente de 1 a 2% para que sea igual ó mayor que la crítica, siempre y cuando la velocidad no sea perjudicial. Una buena recomendación, para evitar la sedimentación en una obra de este tipo, es que posea una pendiente mínima de 0.5%.

La velocidad de más de 3 m/seg causaría una erosión destructiva aguas abajo, además de erosionar al tubo si no se le protege adecuadamente, esto implica que no deben diseñarse con una velocidad que sea igual ó sobrepase a esta última.

Ya se han expuesto, una serie de recomendaciones y normas para el buen funcionamiento de estas estructuras, a continuación se expondrá un ejemplo completo del diseño de una alcantarilla, mismo que toma en cuenta, una serie de circunstancias que produce el agua al transitar por ésta, además de presentar la manera de proteger a la obra contra estos efectos.

DISEÑO DE LA ALCANTARILLA

Se pretende diseñar una alcantarilla, de sección circular de -- concreto con entrada redondeada, para hacer transitar por ella, un gasto máximo de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$, con una pendiente de 0.045, longitud de 28 m y una altura de terraplén de 5.27 m.

El primer paso para diseñarla es suponer un diámetro, a partir -- de este, calcular cual es el tirante que se forma a la entrada de la alcantarilla, para así apreciar si sobrepasa la altura del terraplén, circunstancia que de presentarse obligará necesariamente a cambiar la sección del tubo.

Supóngase un diámetro de 1.5 m., para estar en posibilidad de suponer que pasa el gasto obtenido, además la pendiente del terreno y la longitud de la estructura deben de determinar si la estructura es hidráulicamente corta ó larga, característica que no depende solo de la longitud sino de la relación de los conceptos arriba mencionados, para obtener la característica anterior considerese la siguiente relación:

$$\frac{L}{D} = \frac{28}{1.5} \Rightarrow \frac{L}{D} = 18.65$$

Con este valor y la pendiente de 0.045 se pasa a la figura No. 4.10 encontrándose en la gráfica que la alcantarilla cae dentro de la categoría de cortas, es importante al definir esta característica, para estar en posibilidad de determinar el tipo de flujo que se genera.

Con la ayuda de la siguiente ecuación y la gráfica No. 4.11, se determina la altura de embalse que se formará a la entrada de la obra, considerese:

$$\frac{Q}{\sqrt{g} \cdot D^{5/2}} = \frac{5}{\sqrt{9.81} (1.5)^{5/2}} = 0.584 \quad (1)$$

Q = gasto hidráulico

g = gravedad gravitacional (9.81 m/seg²).

D = diámetro de la alcantarilla

Con el valor obtenido de la ecuación (1) entramos en la gráfica y determinamos que H/D es igual a 1.25, relación de donde se puede despejar (H) por lo tanto:

$$H = 1.25 D$$

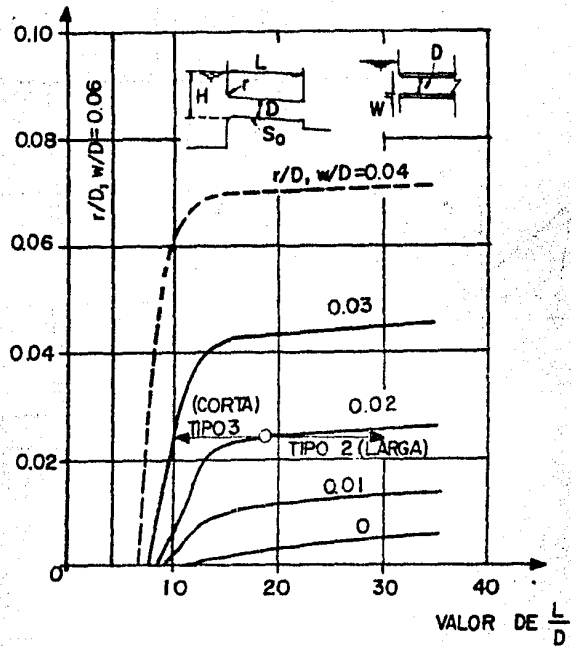
$$H = 1.25 (1.5) = 1.875$$

$$H = 1.875 \text{ m}$$

$$1.875 < 5.27$$

ALCANTARILLA DE CONCRETO CON BORDES A LA ENTRADA
(REDONDEADOS O AFILADOS) CON MUROS DE CABEZA Y/O ALEROS.

PENDIENTE DE LA
PLANTILLA, S_0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No
4.10

CURVAS PARA DEFINIR SI UNA ALCANTARILLA
ES HIDRAULICAMENTE LARGA O CORTA

TESIS PROFESIONAL DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

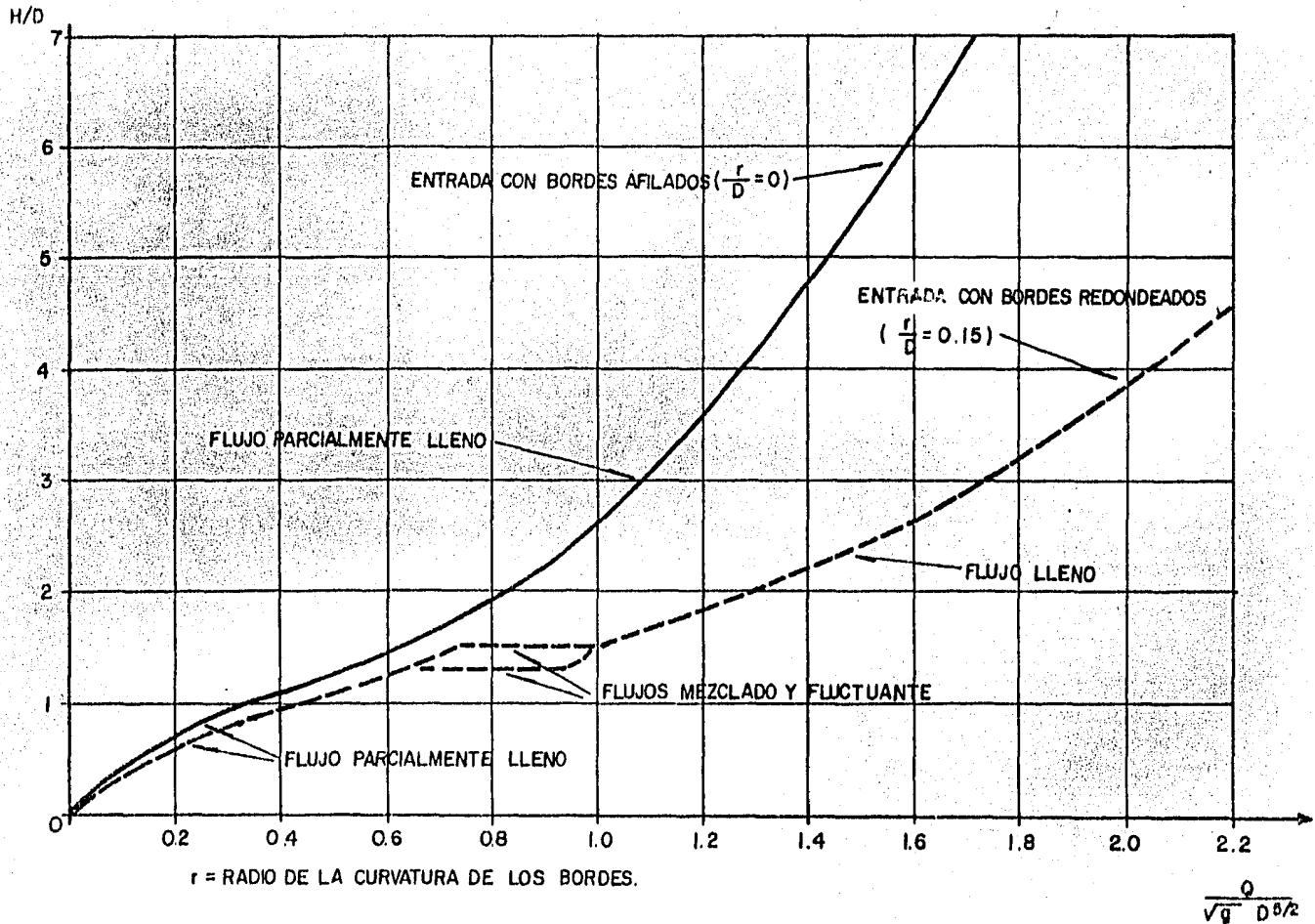


FIG. 4.11 RELACION H-Q EN ALCANTANRILLAS CORTAS CIRCULARES (FLUJO CONTROLADO POR LAS CONDICIONES EN LA ENTRADA).

Altura menor que la del terraplén, por lo que puede apreciarse que este diámetro no produce un embalse que provoque problemas en las - - terracerías.

Conviene averiguar si el flujo cae dentro de la categoría de - subcrítico o supercrítico, para poder preveer, posibles azolves ó erosiones que se pueden presentar en la alcantarilla. Con ayuda de la figura - 4.12.

En la cual, entramos con el valor de $Z/D^{2.5}$, se obtiene el - - tirante crítico (Y_c).

Considerese:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{5}{3.1} = 1.6 \quad \therefore Z = 1.6$$

$$\frac{Z}{D^{5/2}} = \frac{1.6}{(1.5)^{2.5}} = 0.585$$

Entrando en la gráfica mencionada obtendremos:

$$\frac{Y_c}{D} = 0.77$$

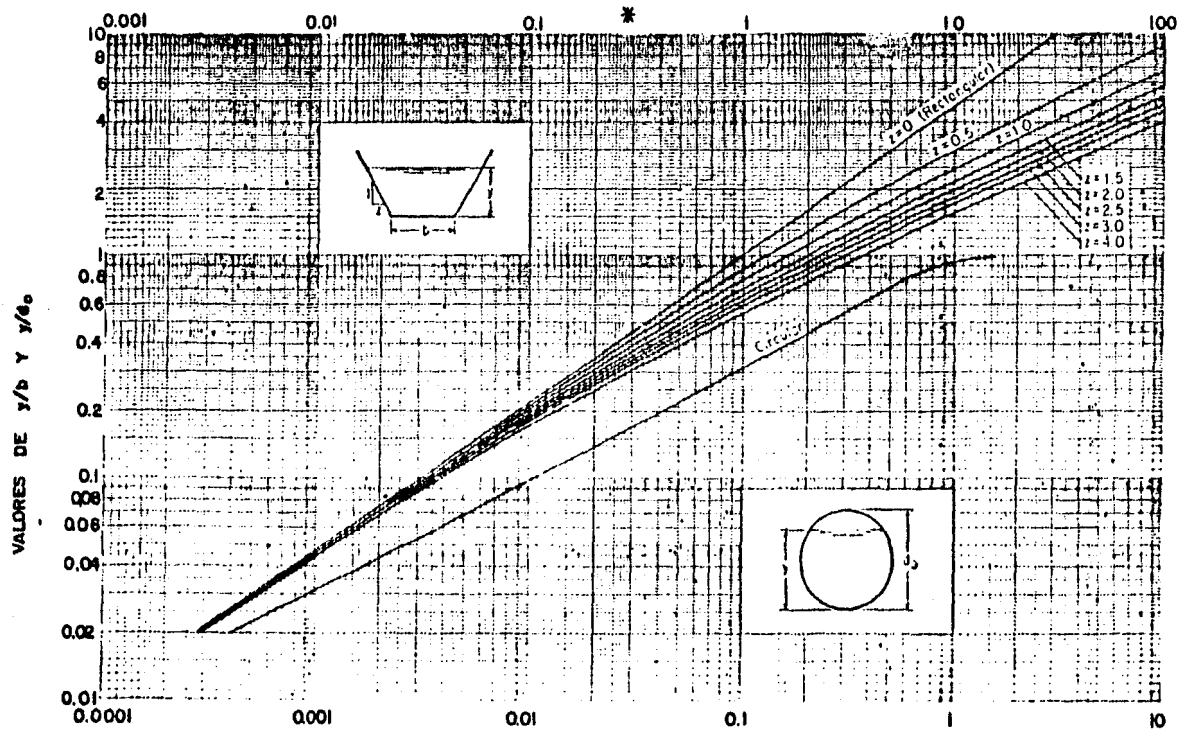
Por lo tanto queda:

$$Y_c = 0.77 (D) = 0.77 (1.5) = 1.15 \text{ m} \quad Y_c = 1.15 \text{ m}$$

Con el valor de Y_c calculado y con la ayuda de las tablas del apéndice 4.c ubicado al final del capítulo, se definen las siguientes - - características.

$$\frac{Y_c}{D} = 0.77 \quad \text{encontramos, } \frac{A_c}{D^2} = 0.6489$$

Despejando de esta última relación al A_c



VALORES DE $z/d_0^{2.5}$ PARA SECCIONES CIRCULARES

* VALORES DE $z/b^{2.5}$ PARA SECCIONES TRAPEZOIDALES

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG No. 412 CURVA PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD CRITICA

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUENTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

$$A_c = 1.46 \text{ m}^2$$

De la misma tabla, se encuentra:

$$\frac{R_{h_c}}{D} = 0.03032 \qquad R_{h_c} = 0.455 \text{ m}$$

Se está en posibilidad de conocer; con estos valores la velocidad crítica, considerese la siguiente relación:

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{5}{1.46} = 3.42 \text{ m/seg}$$

$$V_c = 3.42 \text{ m/seg}$$

Valor que se utilizará para calcular la pendiente crítica:

$$S_c = \frac{V_c \cdot n}{(R_{h_c})^{2/3}} = \frac{3.42 (0.11)}{0.591} = 0.064$$

$$S_c = 0.00404$$

Una vez calculada la pendiente crítica se compara con la pendiente del terreno se puede observar que $S_c > S_o$, fenómeno, que implica que el régimen será el tipo supercrítico y probablemente se tendrá problemas de erosión en el barril de la alcantarilla.

Una vez definido el tipo de flujo, es conveniente calcular la velocidad del fluido a la salida del barril para poder prevenir si existirá una erosión en el terreno natural, se tiene:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$Q = \frac{(0.045)^{1/2}}{0.011} A r^{2/3}$$

$$Q = 19.28 r^{2/3} \cdot A$$

Sabiendo de antemano que el gasto que conducirá la obra será - de aproximadamente $5 \text{ m}^3/\text{seg}$, queda:

$$r^{2/3} \cdot A = \frac{5}{19.3} = 0.26$$

$$r^{2/3} \cdot A = 0.26$$

Con este valor y la ayuda de la gráfica No. 4.13 en donde se encuentran tabulados valores de Y/D contra $Ar^{2/3} D^{8/3}$, situación que obliga a dividir la ecuación anterior entre $D^{8/3}$ se tiene:

$$D^{8/3} = 1.5^{8/3} = 2.95$$

$$\frac{Ar^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{0.26}{2.95} = 0.088$$

Entrando a la gráfica le corresponde un valor de $Y/D = 0.37$ y refiriendonos al apéndice 4.c finalmente queda:

$$\frac{A}{Z} = 0.2642$$

O sea que el tirante (Z_2) es igual:

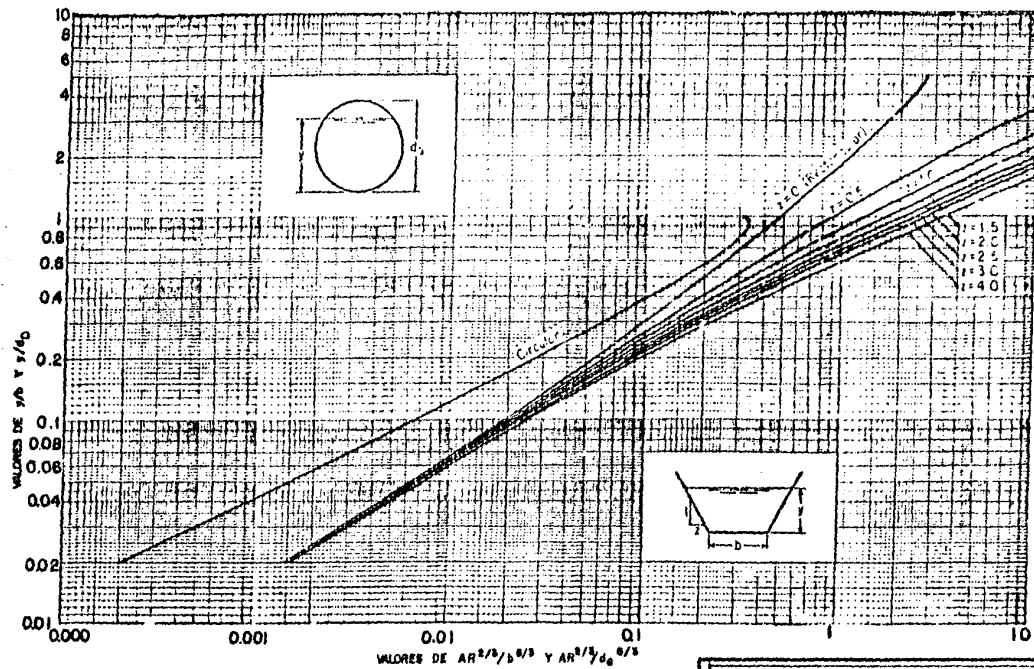
$$Z_2 = Y \qquad Y = 0.37 (1.5) = 0.553 \text{ m}$$

$$Z_2 = 0.552$$

Que como se observa es menor que el tirante crítico finalmente se procede a calcular el área crítica.

$$A_c = 0.2642 (2.25) = 0.594$$

$$A_c = 0.594 \text{ m}^2$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
4.13

TABLA AUXILIAR PARA CALCULAR LA
VELOCIDAD CRITICA

TESIS PROFESIONAL DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984

Con los datos, se está en posibilidad de aplicar la ecuación de energía a la entrada y a la salida de la alcantarilla, para determinar, de esta manera la velocidad a la salida y poder conocer si existirá erosión en el terreno natural; considerese la siguiente relación:

$$Z_2 = H - \frac{V_2^2}{2g} (1 + K_p) + S_o \cdot L - \left(\frac{V_2 \cdot n}{2.48 r^{2/3}} \right)^2 \quad (L)$$

Ecuación de la cual se conoce:

$$H = 1.875$$

$$K_p = 0.08 \text{ (coeficiente de pérdida por entrada)}$$

$$S_o = 0.045$$

$$r^{2/3} = 0.2889$$

$$Z_2 = 0.553$$

Valores los cuales sustituidos en la expresión anterior, resulta:

$$0.553 = 1.875 - \frac{V_2^2}{2(9.81)} (1+0.08) + 0.045 (28) - \left(\frac{0.011 V_2}{2(0.2889)} \right)^2 \quad (28)$$

Haciendo operaciones y despejando V_2 queda:

$$V_2 = 6.6 \text{ m/seg.}$$

Siendo la velocidad a la salida del barril mayor que la velocidad crítica, se concluye que debe colocarse alguna estructura para evitar que se genere la socavación.

El procedimiento anteriormente expuesto, se puede considerar como uno de los más completos, puesto que toma en cuenta gran cantidad de factores adoleciendo de requerir un tiempo considerable para su aplicación.

Por lo que en la Dirección General de Aeropuertos de la S.C.T. (extinta SAHOP), se ha optado por un procedimiento de diseño más simplificado, el cual si bien es cierto implica menor tiempo para su aplicación, presenta una serie de fallas al no tomar en cuenta muchos factores que afectarán el funcionamiento de las estructuras, procedimiento que a continuación se presenta, para estar en posibilidad de comparar este método con el anterior.

Para el diseño de esta estructura (para este método), se requiere conocer; el gasto que debe transitar a través de ella, pendiente del terreno cargas que va a soportar, velocidad en la alcantarilla, etc.

Este tipo de obra se acostumbra diseñar en la Secretaría de acuerdo con la fórmula propuesta por el manual de hidráulica de King. (página núm. 332), donde se refiere a secciones circulares.

En el ejemplo que se analiza, se determino que lo más adecuado sería que trabajara al 75% de su relación de profundidad de agua al diámetro de la misma.

La fórmula de King es la siguiente:

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

Y por lo general los valores que se acostumbra dar a las constantes son las siguientes:

$n = 0.015$ (para alcantarillas de concreto)

$K = 0.284$ (valor obtenido de la tabla 97 del manual)

$$\frac{D}{d} = 0.75 \quad d^{8/3} = \frac{Q(n)}{K \cdot S^{1/2}}$$

de donde:

$$d = \left[\frac{Q (n)}{K \cdot S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Sustituyendo los valores que se conocen;

$$Q = 0.177 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015$$

$$S^{1/2} = 0.0195$$

$$K = 0.284$$

queda:

$$d = \left[\frac{0.177 (0.015)}{0.284 (0.0195)} \right]^{3/8} = 0.76$$

$$d = 0.76 \text{ m.}$$

De acuerdo con las operaciones se aprecia que el diámetro necesario para la alcantarilla es de 0.76 trabajando al 75%, lo que equivale a tener que adquirir un diámetro comercial de 0.90 m; pero se acostumbra por problemas de limpieza y sedimentación, colocar una alcantarilla de losa de concreto de 1.25 por 0.75 m. lo que da un mayor grado de seguridad, como pudo observarse en esta última parte del diseño, tuvo que incrementarse la sección resultante producto de la incertidumbre que se tenía acerca del funcionamiento de la misma, situación que hace pensar que tal vez la solución propuesta por este procedimiento resulta más costosa, que por el método que se usó al principio.

4.3.2. DRENAJE SUBTERRANEO

El subdrenaje en aeropistas en la construcción de drenes interceptores para captar el flujo subterráneo, drenar capas saturadas y controlar el contenido de agua de la sub-base y base del pavimento, así - - como en las terracerías y aún en la parte superior del terreno de cimentación.

El agua por drenar proviene: de filtración directa del agua de lluvia, de flujos a través de la masa de suelo, de flujos ascendente por capilaridad y, en menor grado, de condensación de la humedad ambiente.

Las funciones del drenaje subterráneo son:

- 1.- Evacuar el agua de la capa base
- 2.- Evacuar el agua del terreno adyacente al pavimento
- 3.- Interceptar, recoger y evacuar el agua que fluya de los - manantiales ó de los estratos permeables.

Siempre que se vaya a construir una aeropista deberá hacerse -- una exploración para determinar la presencia, origen y consecuencia de - las aguas subterráneas; una de las manifestaciones más frecuentes, es un alto nivel freático, en toda el área de la estructura por construir o en parte de ella.

El estudio a que se ha hecho referencia permitirá dilucidar si el agua del subsuelo se encuentra:

- a).- Confinada en estratos permeables sobre estratos impermeables.
- b).- En zonas bajas de un estrato permeable con ondulaciones
- c).- Confinada en un estrato permeable subyacente a otros impermeables.
- d).- En zonas de inundación de un lago, río ó mar.

Los casos a) y b) arriba mencionados pueden resolverse generalmente usando subdrenaje dentro de las áreas con alto nivel freático; - - este subdrenaje podrá ser del tipo de zanja de material filtrante con --

tubo perforado según se describe más adelante. Los casos c) y d), probablemente requerirán de subdrenes de zanja, interceptores que desvían el flujo del agua.

Como ilustración del criterio a emplear en el diseño del subdrenaje en aeropistas, se analizarán a continuación cinco casos típicos de perfiles de suelos frecuentes en algunos de los cuales la presencia de agua subterránea suele hacer necesaria la adopción de medidas drenantes.

1.- Suelo uniforme permeable.

En este caso probablemente no se requiera ninguna instalación especial de subdrenaje ya que estos suelos son autodrenantes. El problema con estos suelos es más bien el de su alta erosionabilidad bajo el escurrimiento del agua superficial, lo cual deberá cuidarse con pendientes adecuadamente reducidas y con recubrimiento de cunetas y canalizaciones con suelo-cemento ó aún con concreto hidráulico.

2.- Suelo uniforme impermeable.

Tampoco estos suelos suelen requerir subdrenaje, pues por su impermeabilidad no suelen contener flujo subterráneos de importancia. Se exceptúan aquellos casos en que sea necesario abatir las presiones hidrostáticas bajo pavimentos. Lo que si se requiera es un buen sistema de drenaje superficial.

3.- Estrato de suelo permeable suprayacente a otro impermeable.

En este caso las aguas que se filtran através del estrato superior quedan detenidas en la frontera con el estrato impermeable y fluyen sobre esta, siguiendo su pendiente natural.

Ahora serán necesarios subdrenes de zanja que lleguen hasta dicha frontera, a no ser que esta sea muy profunda, en cuyo caso las zanjas podrán profundizarse únicamente hasta lo necesario, para que el flujo que se filtre más abajo ya no sea perjudicial.

4.- Estrato impermeable sobre un estrato permeable.

Este caso puede asimilarse al 2 y generalmente no requiere subdrenaje.

5.- Estratos permeables e impermeables erráticamente dispuestos, con alternancia de capas.

Este caso generalmente requiere subdrenaje; si bien no es posible dar reglas generales sobre el mismo, que dependerá de cada disposición particular. En este caso es frecuente que un drenaje superficial muy completo ahorre erogaciones de mucha cuantía en las obras requeridas de subdrenaje.

Un tipo de subdrenaje que ha rendido excelentes resultados, protegiendo las bases y sub-bases de las aeropistas de las aguas que fluyen por el subsuelo, es el de subdrenes colectores. Son recomendables cuando exista un estrato acuífero a relativamente poca profundidad que se prolongue bajo las áreas cubiertas por las pistas. El subdren es una zanja que se construye transversalmente a la dirección del flujo, relativamente lejos de las pistas propiamente dichas, impide que el agua penetre a las zonas por proteger, las zanjas se rellenan de material filtrante y en su parte inferior lleva un tubo perforado tal como permite ver el croquis de la fig. 4.14.

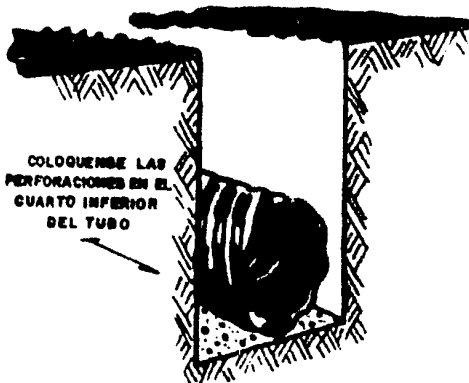


FIG. 4.14. GENERALMENTE EL TUBO DEBE INSTALARSE CON LAS PERFORACIONES HACIA ABAJO.

El material permeable de la zanja se extenderá a la parte inferior de la capa base, el centro de la tubería de drenaje, deberá colocarse como mínimo a 30 centímetros por debajo de la parte inferior de la capa base.

El cimiento se drena también mediante tuberías instaladas a lo largo de los bordes del pavimento y en algunos casos, en donde el agua alcanza cotas muy altas, por debajo de los mismos.

Cuando los drenes del cimiento se instalen a lo largo de los bordes del pavimento, también han de servir para drenar la capa base.

El drenaje de interceptación puede llevarse a cabo mediante zanjitas a cielo abierto situadas lejos de las áreas pavimentadas. Si no es posible, pueden usarse subdrenes.

Cuando un subdren de zanja se coloca paralelamente a la pista, siguiendo prácticamente la orilla de la carpeta, recibe el nombre de subdren longitudinal. Su misión es captar y dar fácil salida a las aguas que se infiltran al pavimento a través de la superficie de rodamiento y los acotamientos o la que llegaría a las capas de base y sub-base desde el terreno inmediatamente vecino. También desaloja el agua proveniente de una elevación del nivel freático en época de lluvias. Se construye con una zanja rellena de material filtrante y provista de un tubo perforado (figura 4.15).

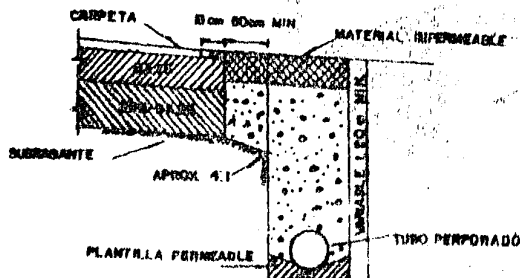


FIG 4 15 SUB-DREN LONGITUDINAL.

Tanto en el dren interceptor como en el longitudinal, el agua que sale a través del tubo perforado, va directamente a un arroyo, bajotopográfico o algún colector que la descargue donde sea inofensiva. La construcción de los drenes longitudinales deberá hacerse de modo que compute directamente con las capas de base y sub-base. El tubo perforado que se coloca en el fondo de la zanja y sobre una plantilla compactada (a veces de concreto pobre) suele tener un diámetro comprendido entre 10 y 20 cm; las perforaciones deberán colocarse en la mitad inferior y

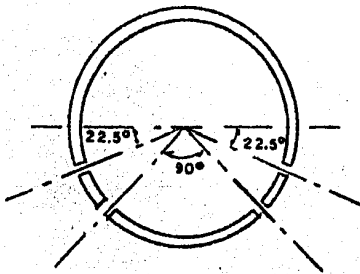


Fig. 4.16

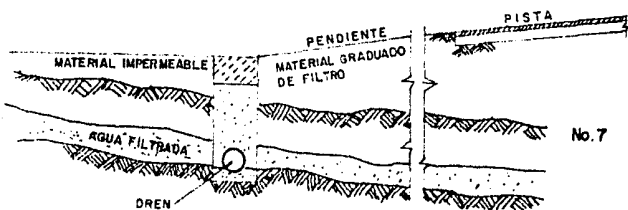
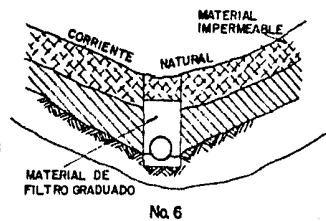
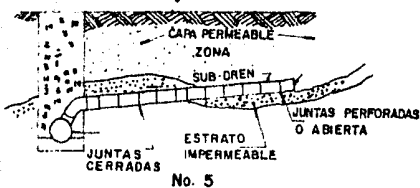
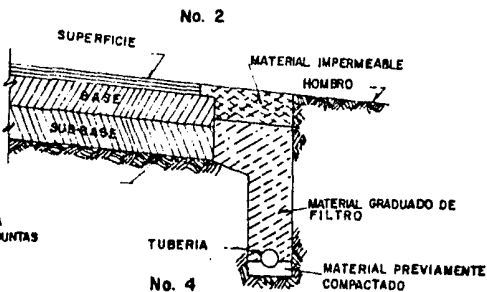
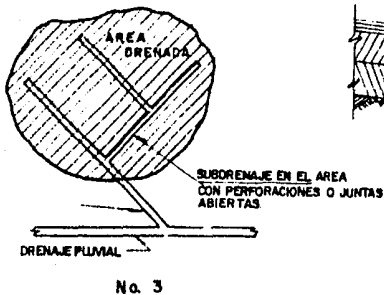
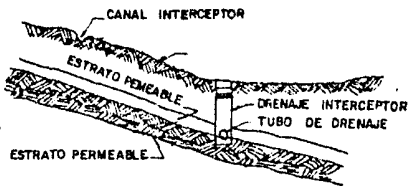
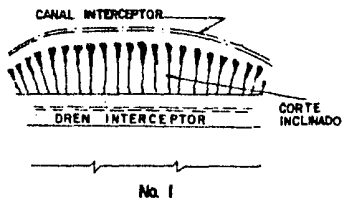
entre los ángulos 22.5° y 45° con respecto a la horizontal, tal como se muestra en la figura 4.16.

Las perforaciones en la parte superior proporcionan la fuga del material fino que forma parte del filtro, perjudicando a este; perforaciones en la parte más baja del tubo permitirían la salida del agua ya captada, con perjuicio del suelo alrededor de la zanja. No es alternativa de la perforación del tubo el dejar entre secciones de tubería

sin perforar uniones abiertas como se ha hecho en ocasiones, pues con esa práctica se producen los dos inconvenientes antes mencionados.

En la figura 4.17 se muestran algunas secciones y tipos de subdrenes.

El material filtrante que rellena la zanja deberá cumplir dos condiciones: ser de una permeabilidad mayor que la del suelo circundante para facilitar el flujo del agua hacia el tubo perforado y ser de una granulometría tal que impida que partículas del suelo circundante sean transportadas por el agua hacia los vacíos y huecos del material filtrante, impermeabilizándolo. Por esta última razón es totalmente inadecuado la práctica de rellenar la zanja con piedras, que dejan entre si grandes huecos que permiten ser rellenados por materiales más finos, lo que con-



1. COMPORTAMIENTO DEL DREN
2. DREN INTERCEPTOR
3. EJEMPLO DE AREA DRENADA
4. DRENES PARA LAS PISTAS
5. DREN CON JUNTAS
6. DREN PARA CAUCE NATURAL
7. DREN PARA CAUCE SUBTERRANEO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No
4.17

TIPOS DE SUBDRENES.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS.

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF JULIO DE 1984

duce al sellado de la zanja y a la inutilización del dren.

Debe existir una correlación entre el material que constituye el filtro y las perforaciones que se le hagan al tubo, de manera que — las partículas finas no puedan pasar a través de aquellas tapandolas, — causando azolves en el tubo ó disminuyendo su área hidráulica y de manera de que el material filtrante no pierda su fracción fina, lo que rebaja su calidad de filtro por facilitar la invasión de finos del material natural circundante, que podrían sellar al propio filtro.

Las condiciones que debe de llenar, el material filtrante suelen expresarse por medio de unos cuantos requisitos de índole granulo - métrico, cuyo cumplimiento garantizará un buen comportamiento del material de filtro y del subdren como un conjunto; estos requisitos son los siguientes:

1.- PARA FACILITAR EL FLUJO DEL AGUA HACIA EL TUBO PERFORADO.

Donde:

f = al material del filtro

S = al suelo circundante al subdren

$D_{\%}$ = Tamaño de la partícula tal que el % del peso sea igual o mayor

ó en algunos casos igual o menor.

$$D_{15}^f \geq 5 D_{15}^S$$

2.- PARA EVITAR LA MIGRACION DE PARTICULAS FINAS DEL MATERIAL POR PROTEGER HACIA LOS HUECOS DEL MATERIAL FILTRANTE.

$$D_{15}^f \leq 5 D_{86}^S$$

$$D_{50}^f \leq 25 D_{50}^S$$

3.- PARA EVITAR LA OBSTRUCCION DE LAS PERFORACIONES DE LA TUBERIA Y LA FUGA DE LOS FINOS DEL MATERIAL FILTRANTE A SU TRAVES.

Donde:

$$D_8^f \geq 1.5 d$$

d = el diámetro de las perforaciones practicadas en la tuberías.

- 4.- TENIENDO EN CUENTA QUE LOS MATERIALES FILTRANTES TIENDEN A SEGREGARSE, SEPARÁNDOSE POR TAMAÑOS CON LAS PARTÍCULAS GRUESAS EN LA PARTE INFERIOR, CUANDO SE COLOCAN EN TRINCHERAS SE RECOMIENDA QUE:

$$D_{60}^f \leq 20 D_{10}^f$$

Adicionalmente y con el mismo fin, la curva granulométrica del material filtrante deberá de ser suave, sin discontinuidades que delaten escasez de algún tamaño intermedio. También se recomienda, con el mismo objeto, que el material filtrante se coloque con cierta humedad, cuidando de no adoptar una que perjudique la facilidad de lograr una buena compactación.

Las normas anteriores conducen a un solo tipo de material filtrante eliminando el filtro de varias capas, incómodo en la tecnología de las vías terrestres y es común que un material que satisfaga los requisitos, para ser usado como base de pavimento o como arena para la fabricación de concretos cumpla convenientemente con las condiciones para ser un buen filtro, susceptible de ser usado como relleno de un subdrenaje de zanja.

Para el subdrenaje se pueden utilizar los siguientes tipos de tubos y albañales:

- 1.- Tubería de metal perforado, de concreto o de arcilla vitrificada. Las juntas en este caso irán selladas.

Las perforaciones, normalmente, se extienden aproximadamente a lo largo de un tercio de la circunferencia de la tubería y esta área perforada va generalmente (en función de la pendiente) colocada adyacente al suelo.

- 2.- Las tuberías de espiga o mordaza se colocan con las juntas abiertas, los materiales empleados para la fabricación de estas tuberías son la arcilla vitrificada, fundición y concreto en masa.

3.- La tubería de concreto poroso recoge el agua, debido a la filtración de la misma, a través de las paredes de la tubería. Este tipo de tubería se coloca con las juntas selladas.

4.- Existe otro tipo de tuberías realizada en arcilla vitrificada y en fundición, que es una variante especial de la tubería de espiiga y mordaza que presenta una serie de muestras en la mordaza.

5.- La tubería de barro ó de concreto con los bordes ligeramente separados para permitir la entrada del agua. Este tipo no suele utilizarse en los proyectos de aeropuertos.

La técnica de las vías terrestres ha descuidado seriamente el subdrenaje, en general con graves y frecuentemente consecuencias desastrosas pero de entre todos los puntos quizá el que más ha sufrido de la negligencia ó la falta de atención de los constructores y proyectistas es el que se refiere a la construcción de subdrenes de zanja, tan fundamental por otra parte para la protección de pistas y carreteras. El primer defecto que al respecto se ha notado ha sido simplemente el omitirlo ahí donde hubieran sido necesarios, si bien esta omisión ha sido más frecuente en carreteras que en aeropistas.

Ya se ha comentado suficientemente que esta omisión es siempre una política desacertada y ello independientemente de la categoría de la aeropista ó carretera de que se trate; la razón económica, que frecuentemente se ha invocado para cubrir omisiones en el subdrenaje, no debe verse como tal, pues este es un renglón en el que no hay falla permisible, por tratarse de un aspecto del que depende básicamente, el comportamiento conjunto de la obra; si no hay posibilidad económica para construir un aeropuerto o una carretera con el debido subdrenaje debe pensarse que tal obra no deberá ejecutarse en tanto que no se resuelve aquel requisito fundamental, pues proceder a la construcción, descuidando los efectos del agua subterránea conducirá, si estos son de importancia, a malgastar totalmente la inversión erigiendo una obra condenada a una defectuosa operación y a una muy pronta destrucción. El segundo defecto -

que puede observarse en la construcción de las obras de subdrenaje, -- cuando se llevan a cabo, es una defectuosa ejecución. La localización -- es un aspecto en el que fundamentalmente se han registrado fallas de -- importancia, pero estriba quizá en la elección del material filtrante la más frecuente causa de fracasos. Ya se ha dicho que muchas veces se ha rellenado la zanja simplemente con piedras grandes, con el resultado de su inmediata contaminación con el material circundante y sellado del -- dren, que resulta totalmente inútil a los pocos meses; la falta de tubería de desagüe perforada ha sido otro error frecuente; un subdren sin -- tubo no desaloja el agua con la expeditividad requerida y a veces causa efectos contraproducentes al servir como depósito de aguas que invadan -- zonas de suelo vecinas con efectos muy desfavorables. Sin embargo, el -- más generalizado defecto en la construcción de los subdrenes de zanja -- es uno en que la principal responsabilidad recae sobre el proyectista -- que desde un escritorio elabora un proyecto ambicioso, quizá bien concebido a primera vista, pero que no toma en cuenta la realidad de las posibilidades de ejecución en el campo; este proyectista adopta algún -- criterio, generalmente granulométrico y partiendo de las características del material existente en la zona, fija los requisitos granulométricos -- que ha de cumplir el material del filtro de modo estrictamente impersonal y teorizante; este modo de proceder, generalmente conduce a la adopción de un filtro, formado por dos ó tres capas de diferentes materiales filtrantes, pues si se adopta un criterio de proyecto rígido para conseguir un ideal abstracto, no suele encontrarse un solo material que al -- mismo tiempo sirva para impedir la penetración del material vecino por -- proteger, para proporcionar un filtro correcto y funcionar bien respecto al tubo perforado. Así se produce un proyecto que resulta irrealizable para su ejecución en el campo, ya que los materiales para formar las diversas capas del filtro o no existen en el lugar o son de obtención costosa por exigir laboriosas operaciones de mezclado, trituración o cribado; como consecuencia, el encargado de campo al ver que no puede satisfacer los requisitos del proyecto, lo abandona y da alguna solución a la ligera y frecuentemente poca satisfactoria.

Un filtro jamas debe diseñarse con la actitud mental de ver — qué material resulta para él en un cierto caso particular, adoptando un cierto criterio granulométrico, sino con la más positiva, de ver que — tipo de filtro es el adecuado y puede elaborarse con los materiales dis_ ponibles en el lugar, aprovechandolos tal y como existen o sometiéndo - los a alguna manipulación sencilla y económica. Las reglas atrás vis - tes, tienen la ventaja de que conducen a un sólo material (y no a un — filtro de capas) que queda bien representado por un material de sub-ba se o una arena para concreto, ambos siempre disponibles en las obras - - reales.

4.3.3. DRENAJE SANITARIO

Otro de los sistemas que interesan, dentro del drenaje del aeropuerto, es el que evacua las aguas negras e industriales (grasosas, jabonosas, otras), por lo cual, es importante hablar del drenaje sanitario. La principal finalidad del drenaje sanitario es, conducir las aguas negras lo más lejanas posible del aeropuerto, para que los malos olores que despiden no molesten a los usuarios. Otra de las funciones del drenaje, es la de conducirla a los cárcamos de bombeo o directamente a la planta potabilizadora.

La práctica exige que se proyecte un plan completo, para cubrir las necesidades del aeropuerto durante un período razonable futuro y que los conductos y atarjeas que se vayan construyendo de acuerdo con ese plan sean, a medida que vayan siendo necesario. Las primeras atarjeas, rara vez se construyen de acuerdo con un plan de ese tipo, pues la consideración fundamental al proyectarlos suelen ser las necesidades locales inmediatas.

El sistema deberá proyectarse para servir a cada edificio que este construido, o que probablemente se construya en el futuro. El trazo para los edificios que se vayan a construir debe hacerse ó dejarse constatado en los planos; pero los ramales y laterales que van a servir las áreas futuras no se tienen que construir hasta que se necesiten, pero el sistema debe proyectarse de modo que la expansión sea simple y pueda llevarse a cabo con un costo razonable.

En la mayoría de las ocasiones el drenaje pluvial de todas las edificaciones e instalaciones se integran ó descargan directamente al drenaje sanitario.

Esto produce un gran ahorro en los costos, de construcción ya que no se tendrá que hacer el diseño para cada uno de los sistemas.

4.4. DESCARGA DEL DRENAJE

Es importante conocer, hacia donde se va a desalojar las aguas residuales y las aguas producto de la precipitación, por lo cual es conveniente tener en cuenta las siguientes preguntas: ¿Cómo?, ¿Cuándo? y ¿Dónde?.

Las anteriores serán la base para el ingeniero encargado de diseñar el sistema de drenaje del aeropuerto. Por lo cual, es importante tener en cuenta como influye el drenaje, en el medio ambiente, para poder comprenderlo, puede considerarse que un aeropuerto representa un centro de población flotante, que debe manejarse en forma independiente, y por lo tanto, necesita buscar soluciones adecuadas a sus propios problemas; aunque muchas veces las terminales aéreas se encuentran tan cerca de las poblaciones que tarde o temprano llegan a formar parte de ellas, sin embargo por la experiencia adquirida por la concientización de una planeación regional y por motivos de seguridad, tanto para el aeropuerto como para los centros de población, las terminales aéreas afortunadamente empiezan a localizarse a distancias prudentes de las poblaciones a las que dan servicio. Esto resuelve unos problemas y crea otros, básicamente técnicos y económicos, ya que implica una línea de abastecimiento de energía eléctrica, transporte adecuado, fácil y de rápida acceso, abastecimiento de agua potable y disposición de aguas residuales.

Las aguas residuales que afectan el medio ambiente son las aguas negras, ya que son las que contaminan el aire, agua, suelo y subsuelo esto es con base a lo que se refiere al alterar el equilibrio ecológico, las aguas residuales originadas por la precipitación pluvial, no modifican la ecología (destruyendola) en última instancia la llegan a cambiar un poco, por el escurrimiento tan fuerte y súbito que en ocasiones se presentan.

Por ésto, el tema a tratar en este inciso, es el referente a las aguas negras.

Considerando que la mayor parte de los aeropuertos en la República Mexicana se encuentran localizados a una distancia considerable de los centros de población, se hace indispensable, desde el punto de vista económico, un sistema autónomo de disposición de aguas residuales ya que al conectarse al sistema de drenaje del municipio en el que se encuentra localizado el aeropuerto resultaría sumamente costoso.

Algunas de las soluciones a este problema son:

- 1.- Instalar un sistema de fosas sépticas que descarguen a un pozo de absorción o a un peine de absorción.
- 2.- Descargar hacia algún barranco o fisura en la superficie.
- 3.- Descargar hacia un río o laguna cercana
- 4.- Instalar una planta de tratamiento
- 5.- Conectarse al sistema de drenaje municipal.

En los tres primeros casos, no se contempla ningún tratamiento de las aguas negras, el cuarto punto constituye un tratamiento adecuado a las aguas negras, para evitar la contaminación en todos los medios, - en el quinto caso se desliga la terminal aérea de la responsabilidad de contaminar el medio ambiente, aunque resulta muy costoso.

Al estudiarse el Plan Maestro del aeropuerto, debe darse la solución más adecuada y económica, dependiendo de su ubicación geográfica y de la cantidad de pasajeros a que dará servicio en el futuro.

Considerando el crecimiento acelerado que ha tenido la transportación aérea, podríamos decir que los tres primeros casos de la lista anterior, han llegado ya a ser obsoletos; el cuarto caso parece ser la solución más apropiada, ya que permite al aeropuerto disponer de las aguas en forma independiente y dándole el tratamiento que, en nuestros días, se hace ya indispensable, el quinto caso, que sería rentable sólo si el aeropuerto se encontrara sumamente próximo al centro de la pobla-

ción, debe llegar a eliminarse ya que la planeación que debe imperar -- cuando se construye un aeropuerto, determina que éste debe localizarse -- lejos de los centros de población para evitar ruido, problemas en la -- operación de las aeronaves y peligro para los mismos habitantes y usua -- rios.

Los sistemas de drenaje que poseen los aeropuertos en su mayo -- ría, son a base de baterías de fosas sépticas, las cuales no cuentan con registros de acceso para su limpieza, y que descargan a uno o varios -- pozos de absorción, ya sea en batería o en serie, o a un peine de absor -- ción. En la mayoría de los casos, el pozo o pozos de absorción que se -- construyan primeramente, son insuficientes y se desbordan con facilidad, lo que convierte prácticamente en pozos de decantación, y no retienen -- las aguas el tiempo suficiente para su oxidación, esto implica que sal -- drán del pozo con elementos contaminantes.

Si se construye otro pozo de absorción al que se descargue des -- de un primero llegará el momento en que, por el crecimiento de la termi -- nal aérea, se desbordará también; y si se sigue con esta misma solución -- se llegará a saturar el subsuelo con agua contaminada y no se resolverá -- el problema del drenaje.

Si a todo esto agregamos que al igual que el drenaje, el abaste -- cimiento de agua potable también es propio, y generalmente ésta se obtie -- ne de pozos cercanos al aeropuerto, la contaminación del pozo de abaste -- cimiento de agua, es inevitable, al igual que todo lo que dicha contami -- nación implica.

Además de la contaminación del suelo, subsuelo y agua, tenemos -- que considerar también que habrá malos olores (cada vez que un pozo de -- absorción se desborde), lo que indiscutiblemente ocasionará molestias a -- los usuarios y deteriorará la imagen del aeropuerto, tanto ante propios -- como extraños.

Al descargar las aguas negras a barrancos o fisuras, no presenta -- problemas de desbordamientos de pozos o de limpieza de fosas sépticas, -- pero sí de tuberías o canales que conduzcan esas aguas hasta el lugar de --

disposición. Sin embargo, hay que considerar que esos barrancos o fisuras se encuentran casi siempre a cielo abierto y en donde muy probablemente hay fuertes corrientes de aire, ríos o arroyos que descargarán a lagos, lagunas directamente al océano, y que existen flora y fauna propios de esa área. Todo está interrelacionado con el medio ambiente cercano al aeropuerto, lo que lo convierte en un foco de contaminación e infección, que a la larga, será muy difícil de combatir, habiendo sufrido ya las consecuencias de esta contaminación, que muchas veces ocasiona daños irreparables en la naturaleza y en el propio ser humano.

La disposición de las aguas negras hacia ríos o lagunas, resulta a primera vista una solución práctica: no hay malos olores y, si es agua corriente se elimina la posibilidad de crear focos de infección, pero a largo plazo y con el crecimiento del aeropuerto, se aumentará el gasto de descarga y terminará por saturarse el agua adonde se dispone de las aguas negras con desechos, que la misma agua no tendrá la capacidad de oxidar por la alta concentración de materia contaminante, lo que implica una contaminación del agua así como del subsuelo influyendo en las aguas freáticas, que bordea el río o laguna y finalmente hasta el aire absorberá parte de los malos olores por la gran contaminación que se presentará, aniquilando flora y fauna ocasionando enfermedades en el ser humano y afectando toda la ecología de la zona, que puede llegar a ser muy amplia. Este tipo de solución debe quedar ya relegada a la historia, a los tiempos en que el hombre no entendía la interdependencia con el medio ambiente.

La conexión a un sistema de drenaje municipal, libera al aeropuerto, aparentemente, de la responsabilidad de dar un tratamiento adecuado a las aguas residuales, traspasando ese problema al municipio de la localidad a la que dá servicio. Esta solución es adecuada cuando el aeropuerto se encuentra, por falta de planeación, muy cerca del centro de población, ya que de otra manera resultaría prohibitivamente costoso realizar dichas conexiones, además de que la terminal aérea debe cooperar con el municipio en los gastos de conducción y disposición. Como en

la mayoría de los casos resulta una utopía, creo que es una solución -- un tanto irresponsable e incosteable.

Por último, tenemos la solución que parece ser la más apropiada, por ser práctica, responsable y planeada: el contar, desde la concepción del Plan Maestro, con una planta de tratamiento de aguas negras, adecuada al gasto ocasionado por el aeropuerto en el presente y el que ocasionará en el futuro, o contemplar la instalación de nuevas plantas de tratamiento de acuerdo con el crecimiento de la terminal aérea, evitando la contaminación del aire, suelo y agua, ayudando a preservar la ecología -- del lugar evitando focos infecciosos, resultando una solución acorde al desarrollo tecnológico y la evolución del ser humano. Hasta podría pensarse en usar esa agua tratada para regar áreas verdes, como depósito de emergencia para bomberos, crear pequeños lagos, e inclusive reutilizar -- el agua tratada para abastecer parte de los servicios sanitarios del mismo aeropuerto; lo que significaría un ahorro en el abastecimiento de -- agua siendo rentable, tanto en el aspecto económico como en el de conservar los recursos naturales.

APENDICE 4 - A

CLASE DE TUBO	RECUBRIMIENTO DE TUBERIA															
	Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 6,000 Kg.								Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 13,000 Kg.							
	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	60"	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	
Cerámico de gran longitud	0,7	0,9	0,9	1,1	1,1				0,9	1,1	1,2	1,3	1,3			
Cerámico de pequeña longitud.....	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6				0,7	0,9	0,9	0,9	0,9			
De hormigón, de gran longitud.....	0,7	0,9	0,9						0,7	0,9	0,9					
De hgón. armado, de peq. long.....																
Clase I								0,9							1,3	
Clase II	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1,1	1,1	1,1
Clase III	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,9	0,9
Clase IV	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Clase V	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Tubo de met. corrug., núm. de onda.																
16	0,3	0,4	0,4						0,4	0,6	0,6					
14	0,3	0,3	0,3	0,4	0,6				0,3	0,3	0,4	0,6	0,7			
12	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,6		0,3	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7	0,7	
10			0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4			0,3	0,4	0,4	0,6	0,6	0,7
8					0,3	0,3	0,3	0,3					0,3	0,4	0,4	0,6

La cota de la profundidad del recubrimiento se considera desde la parte superior del pavimento flexible ó área sin - pavimentar, hasta la parte superior del tubo. El recubrimiento para tubos, en área no utilizadas por los aviones, se - - considerará en condiciones de carga de 6,750 Kg. por rueda.

CLASE DE TUBO	RECUBRIMIENTO DE TUBERIA															
	Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 20,500 Kg.								Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 27,200 Kg.							
	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	60"	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Cerámico de pequeña longitud ...	0,9	1,1	1,1	1,2	1,2				1,1	1,2	1,3	1,3	1,5			
De Hgón. de gran long.(alta Resia)	0,0	1,1	1,1						1,1	1,2	1,3					
De Hgón. armado, de peq. long..																
Clase I																
Clase II	0,9	1,1	1,5	1,2	1,2	1,3	1,3		1,1	1,2	1,3					
Clase III	0,7	0,9	0,9	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	0,9	1,1	1,2	1,2	1,3			
Clase IV	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,9	0,9	0,7	0,9	0,9	0,9	1,1	1,1	1,1	1,2
Clase V	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,9	0,9	0,9
Tubo de met. corrug. núm. de onda .																
16	0,6	0,7	0,9						0,7	0,9	1,1					
14	0,4	0,6	0,7	0,9	0,9				0,6	0,7	0,9	1,1	1,2			
12	0,4	0,6	0,6	0,7	0,7	0,9	1,1		0,4	0,6	0,7	0,9	1,1	1,2	1,2	
10			0,4	0,6	0,6	0,7	0,9	1,1			0,6	0,7	0,9	1,1	1,1	1,2
8				0,4	0,6	0,7	0,9						0,7	0,9	0,9	1,1

La cota de la profundidad del recubrimiento se considera desde la parte superior del pavimento flexible ó área - sin pavimentar, hasta la parte superior del tubo. El recubrimiento para tubos, en áreas no utilizadas por los aviones, - se considerará en condiciones de carga de 6,750 Kg. por rueda.

RECUBRIMIENTO DE TUBERIA																
CLASE DE TUBO	Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 34,000 Kg.							Diámetro nominal del tubo Carga por rueda, 45,350 Kg.								
	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	60"	12"	18"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
De hño. armado, de peq. long. ...																
Clase I																
Clase II																
Clase III	0,9	1,2	1,3	1,3	1,5				1,1	1,3	1,5	1,6				
Clase IV	0,9	0,9	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,5	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,5	1,5	1,6
Clase V	0,7	0,7	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,2			1,1	1,1	1,1	1,3	1,3	1,3
Tubo de mat. corrug. nüm. de onda.																
16	0,9	1,1	1,2						1,1	1,2	1,3					
14	0,7	0,9	1,1	1,2	1,3				0,9	1,1	1,2	1,3	1,5			
12	0,7	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,5		0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6	1,6	
10			0,7	0,9	1,1	1,2	1,3	1,5			0,9	1,1	1,2	1,5	1,5	1,6
8					0,9	1,1	1,2	1,3					1,1	1,3	1,3	1,5

La cota de la profundidad del recubrimiento se considera desde la parte superior del pavimento flexible ó área sin -
pavimentar, hasta la parte superior del tubo. El recubrimiento para tubos, en áreas no utilizadas por los aviones, se -
considerará en condiciones de carga de 6,750 Kg. por rueda.

PAVIMENTO RIGIDO

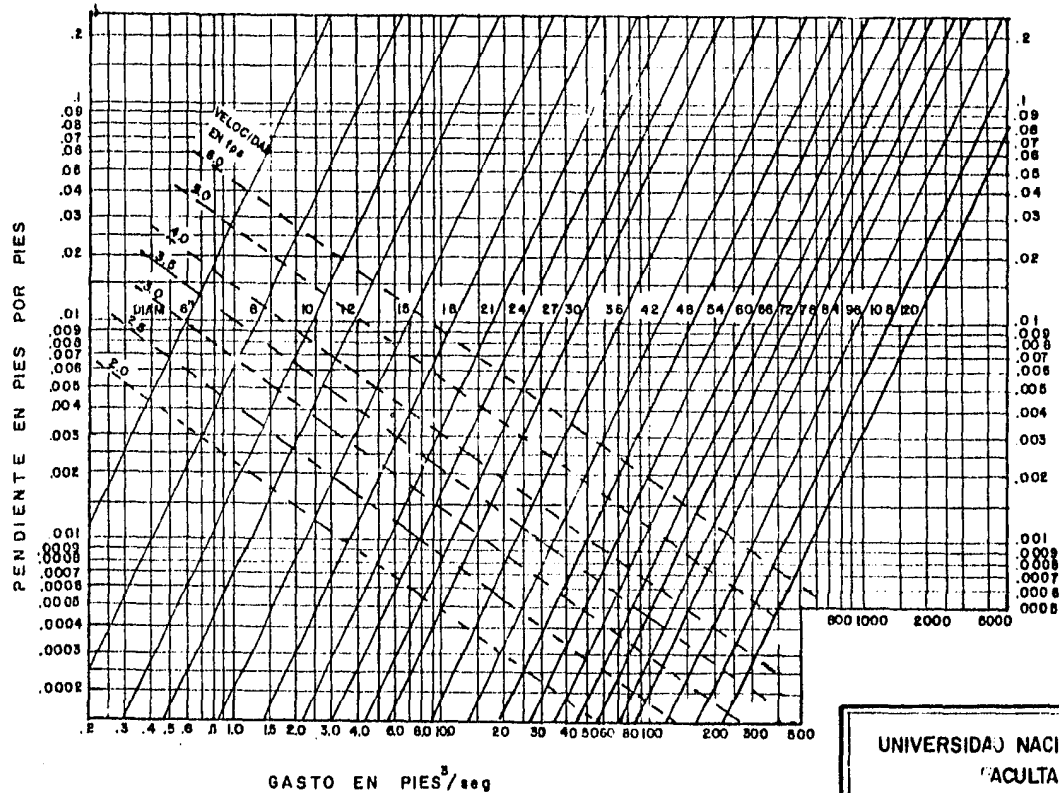
En el caso de tubos colocados bajo pavimentos rígidos, su recubrimiento se medirá desde la parte inferior y con un -
mínimo de 30 cm.

APENDICE 4 - B

Para que sirva de guía en los proyectos de drenajes, en la siguiente tabla se indican los coeficientes de rugosidad n para los diferentes tipos de tubería y canales a cielo abierto.

Así como las gráficas de las figuras B.1 a B.5, incluyen las descargas de las tuberías para algunos tubos, estos están basados en la fórmula de Manning.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD n	
T U B E R I A	n
- ARCILLA Y CONCRETO:	
Buena alineación, juntas suaves, transiciones suaves - - - - -	0.011
Condiciones de corrientes menos favorables -	0.015
METAL CORRUGADO	
- Revestimiento de la superficie interior aislada al 100 por 100 - - - - -	0.013
- Revestimiento interior, 50 por 100 de superficie aislada - - - - -	0.018
- Revestimiento interior, 25 por 100 de superficie aislada - - - - -	0.021
- Con o sin revestimiento bituminoso - - - - -	0.024
CANALES A CIELO ABIERTO	
- Pavimentados - - - - -	0.015 - 0.020
- NO PAVIMENTADOS:	
De tierra sin revestir, corriente poca profunda -	0.020 - 0.025
De tierra sin revestir, profundidad de la corriente por encima de 30 centímetros - - - - -	0.015 - 0.020
Césped, corriente poca profunda - - - - -	0.05 - 0.08
Césped, profundidad de la corriente por encima de 30 centímetros - - - - -	0.04 - 0.06



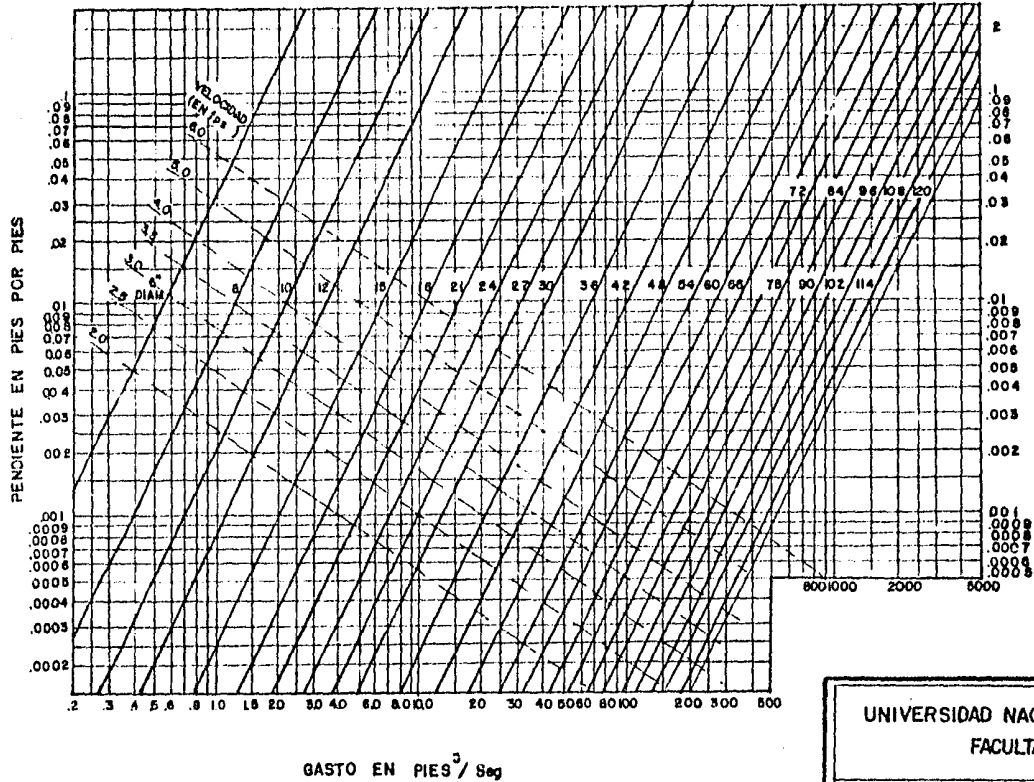
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA
B.1 FORMULA DE MANNING. $n = 0.012$

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS.

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984.



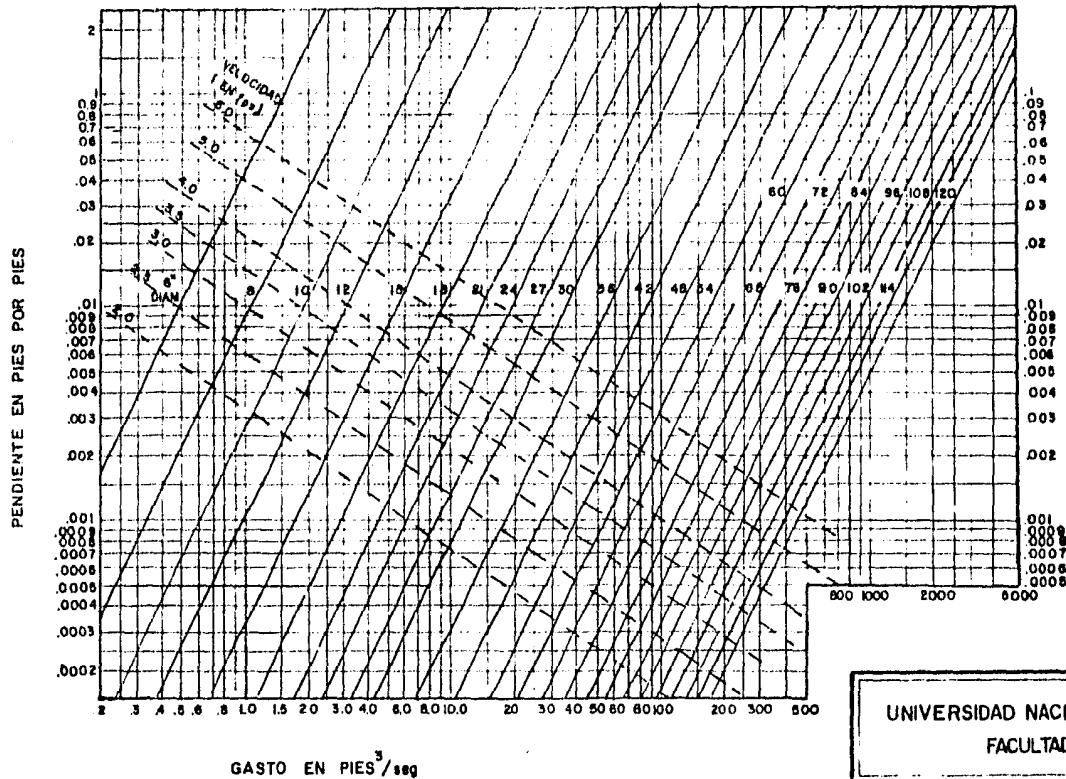
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 1
DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA FORMULA DE MANNING. $n=0.013$

TESIS PROFESIONAL DRENAJE EN AEROPUERTOS.

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1964.



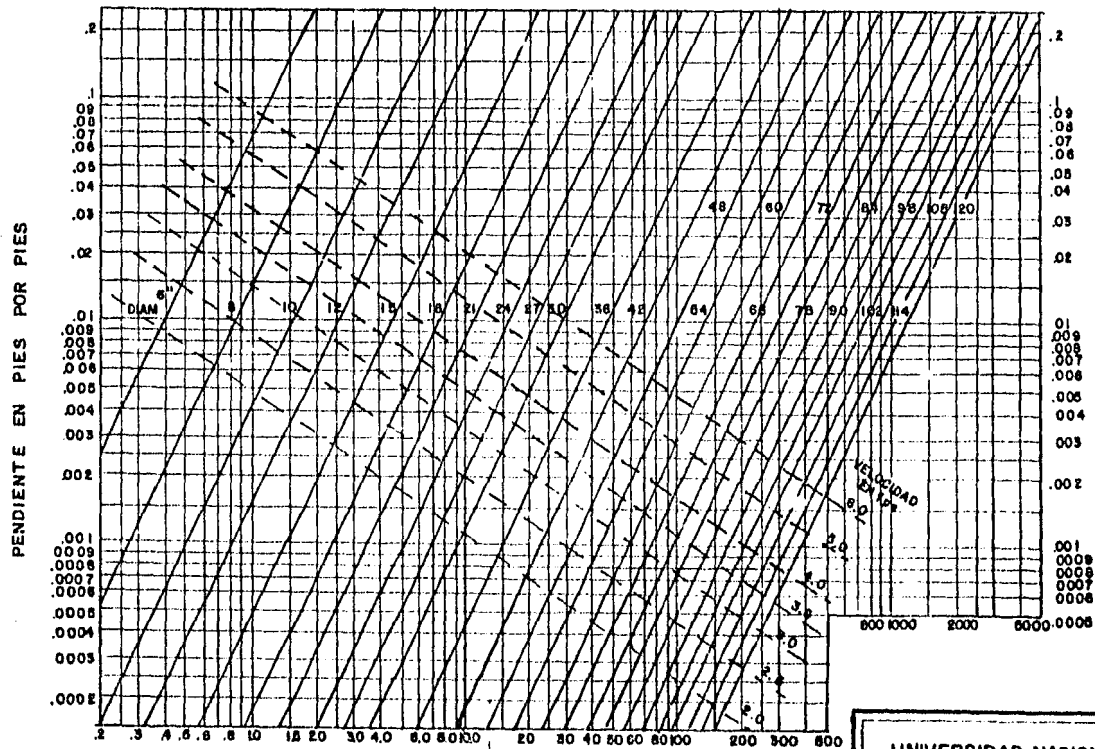
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. B.3 DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA FORMULA DE MANNING. $n = 0.15$

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

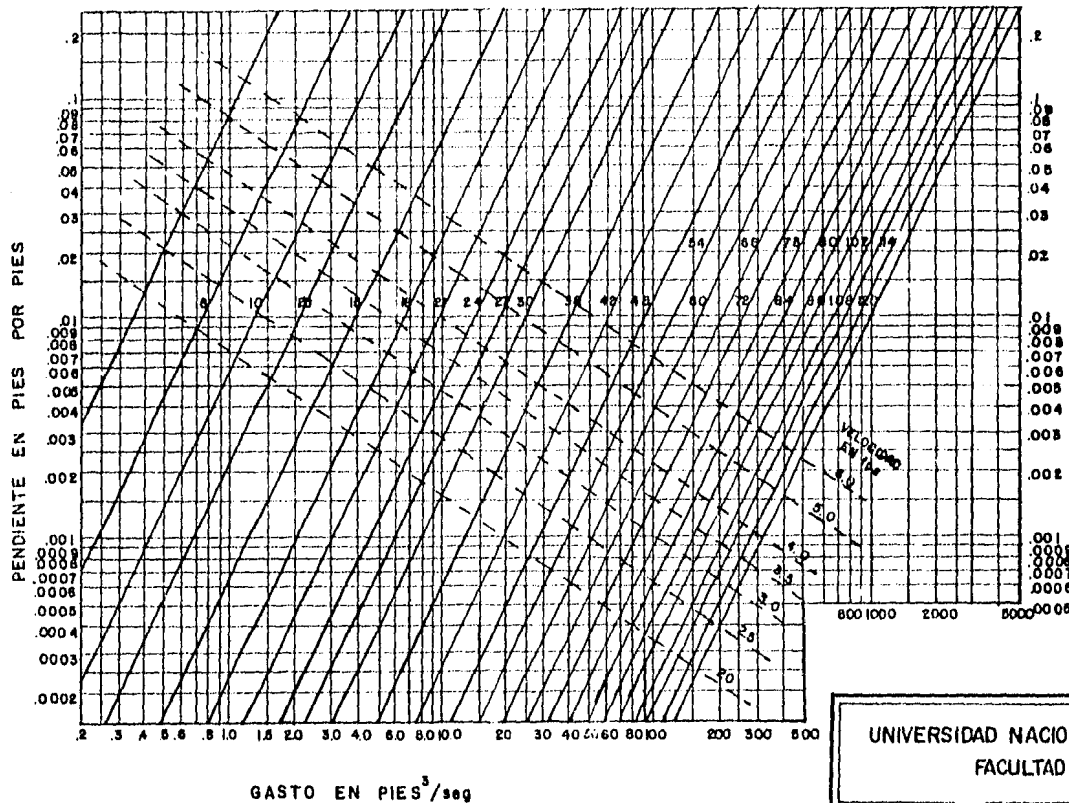
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984.



GASTO EN PIES³/seg

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No.	DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA FORMULA DE MANNING $n = 0.010$
B. 4	
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO DF, JULIO DE 1984



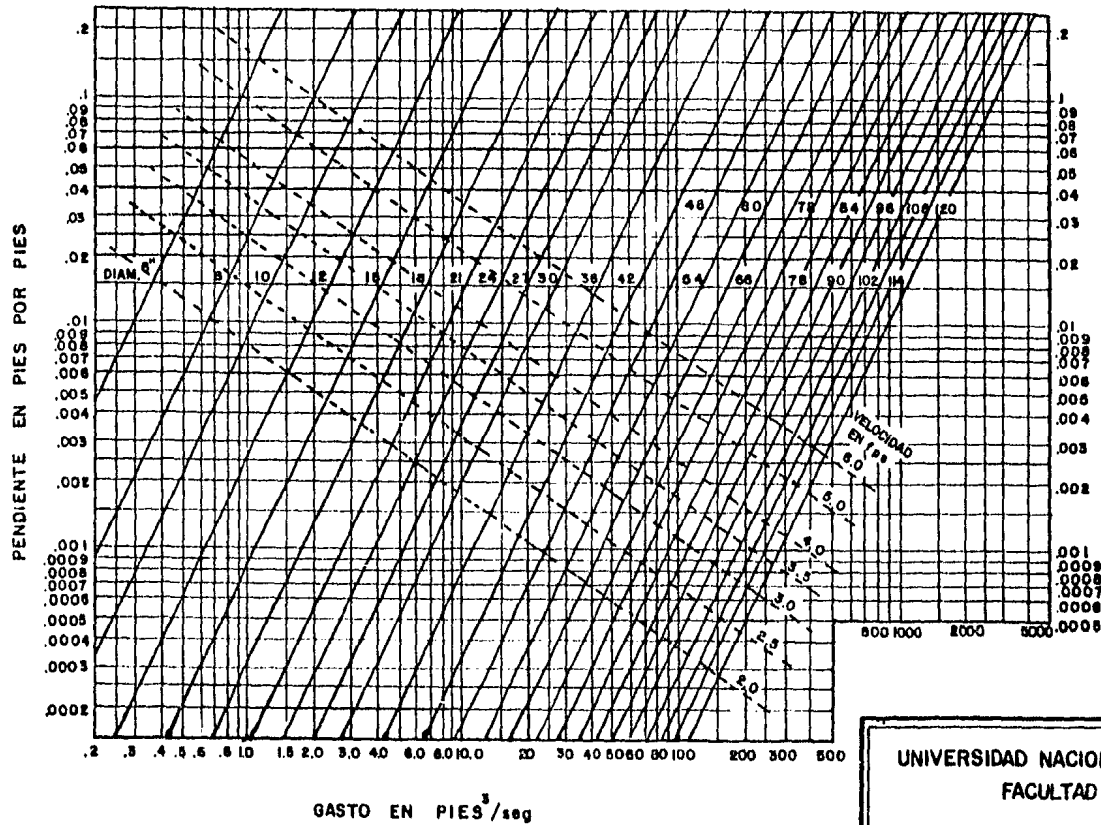
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. B.5
DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA FORMULA DE MANNING $n = 0.021$

TESIS PROFESIONAL. DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984.



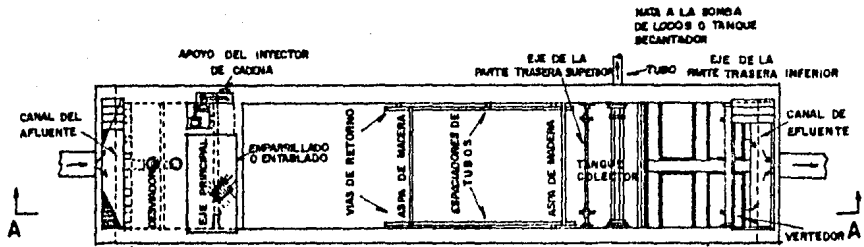
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. B.6
DESCARGA DEL TUBO BASADO EN LA FORMULA DE MANNING $n = 0.024$

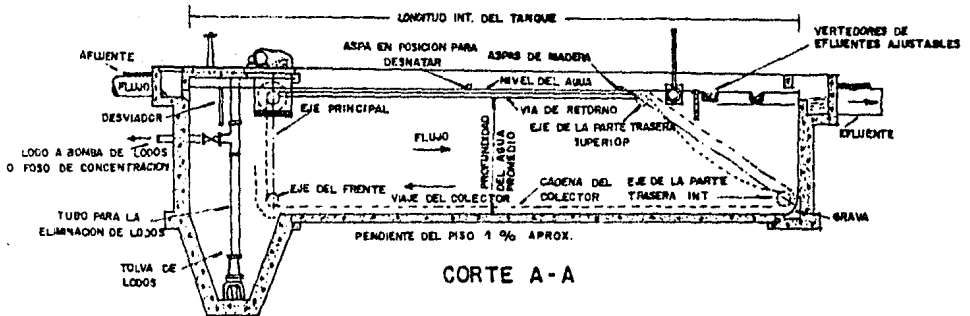
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984.



PLANTA



CORTE A-A

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.

TANQUE SEDIMENTARIO RECTANGULAR

5.3

TESIS PROFESIONAL DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

grasas y aceites, estos elementos que hemos mencionado sólo funcionan al moverse el puente hacia una sola dirección quedando libres las palatas -- cuando se les hace regresar en dirección contraria.

Los tanques circulares de sedimentación simple, tienen armaduras horizontales fijas a un eje impulsado por un motor.

El fondo de los tanques está inclinado hacia el centro y las -- rastras mueven a los sólidos sedimentables hacia la tolva o embudo de los lodos que hay en el centro, como se puede apreciar en la figura 5.4. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en la superficie, para de esta forma poder recolectar a los sólidos que se encuentran flo -- tando así como los aceites y grasas.

También existen tanques sépticos de forma cuadrada (fig. 5.5) -- cuyo mecanismo es similar al de los tanques circulares. La diferencia -- principal estriba en que una o las dos armaduras rígidas, están compues -- tas de palatas articuladas, las cuales pueden llegar hasta las cuatro -- esquinas del tanque y arrastrar los sólidos de esta zona hasta la trayec -- toria circular del mecanismo. Por lo general en los tanques rectangula -- res, las aguas entran por uno de sus extremos y siguen un flujo horizon -- tal hacia al otro extremo; en los tanques circulares las aguas residuales entran por el centro y fluyen radialmente en sentido horizontal, general -- mente hacia la periferia del mismo.

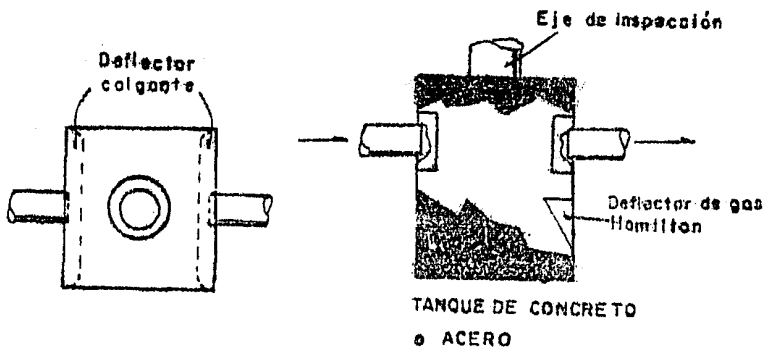


Fig. 5.4 TANQUE SEPTICO

4.- El bajar la temperatura de los lodos en los digestores, -- por separado y durante algunos días, podría reducir la actividad de pro ducción de espuma.

Las ventajas que tiene el tanque Imhoff, es que no tiene pro - blemas de funcionamiento mecánico, siendo relativamente económico y -- fácil de operarlo. Además de que ubica la sedimentación y digestión de los lodos en una sola unidad, debiéndose producir una afluyente primario de calidad satisfactoria, eliminando del 40 al 60% de los sólidos sus - pendidos, a la vez de reducir en un 25 a 35% la D.E.O. El diseño de -- este tipo de tanques conocido como de doble acción, requieren que el -- tanque sea bastante profundo para efectuar adecuadamente sus funciones. Después de haber expuesto las partes fundamentales de que cuenta esta - estructura se concluye que puede tener gran aplicación al problema que - nos ocupa.

TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE

Otro de los métodos que pueden ser usados en el tratamiento primario, que se les dará a las aguas residuales de un aeropuerto, se encuentran los denominados tanques de sedimentación simple, estas son estructuras cuya principal misión es la de separar los sólidos sedimentables de las aguas negras mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se extraen en una forma continua, para en esta forma no dar tiempo a que la materia orgánica se descomponga. Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, o hacia un punto más bajo del tanque, acción de la presión hidrostática. No obstante, este procedimiento ha sido remplazado por el uso de equipo mecánico para recolectar los sólidos de la tolva o embudo, de donde son descargados por bombeo.

Los tanques que tienen equipo mecánico para la recolección de los sólidos, se conocen como tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica. Estos tanques pueden ser rectangulares, cuadrados o circulares pero no importa la forma, todos operan bajo el principio, de recolectar los sólidos sedimentables por medio de rastras de movimiento lento, que los empujan hacia el sitio de la descarga.

En los tanques con forma rectangular (vease fig. 5.3), las rastras se fijan cerca de las orillas a una cadena que pasa sobre engranes o ruedas dentadas accionados por medio de motores. Las rastras se hacen pasar lentamente rozando el fondo del tanque, empujando así los sólidos sedimentados hacia una tolva de lodos localizada en la entrada del tanque, luego son levantados por la cadena hacia la superficie de la estructura, donde parcialmente sumergidos son utilizados para empujar tanto a los sólidos que están flotando como a los aceites y grasas hacia un recolector de natas, situado en la salida del tanque. Otro medio mecánico para efectuar este proceso, consiste en un puente viajero del mismo ancho que el tanque, del cuál se suspende una paleta que empuja a los sólidos hasta el lugar de descarga y otra para retirar a los sólidos flotantes, las

Antes de que lleguen las temperaturas invernales, deben descargarse casi todos los desechos que se hayan acumulado en la cámara de -- digestión con excepción de los que se requieran para siembra (que por lo general es el 20% del total), dejando de esta manera el espacio suficiente para que se formen en invierno los lodos; que es el clima que hace -- que la digestión sea muy lenta. Cuando menos una vez al mes debe observarse el nivel en que se encuentran los lodos en su compartimiento. Lo más recomendable y eficiente para este trabajo es emplear una bomba. El uso del método de placa o de disco, no se le puede considerar totalmente satisfactorio.

A continuación se describen una serie de métodos para determi -- nar el nivel que tienen los lodos en su compartimiento.

a).- El primero requiere del uso de una bomba centrífuga deno -- minada de jarro, la cual debe estar provista de una manguera de hule -- para efectuar la succión, contando además con una pesa en su extremo, -- también requiere que la manguera este marcada a intervalos de 50 cm., -- mismos que se miden a partir del extremo que tiene la pesa y se va incrementando en dirección a la bomba.

El funcionamiento de este procedimiento es muy simple, puesto -- que la manguera se hace descender lentamente a través de la ranura del -- compartimiento de sedimentación, bombeando constantemente durante el proceso y fijándose al mismo tiempo, en la longitud en que la manguera queha ido descendiendo. En el instante que se llegue al nivel del lodo, la bomba hace el efecto que se conoce con el nombre de "golpeo", pudiendo -- determinarse la altura que han alcanzado los lodos.

b).- Otra de las formas de determinar este nivel, es usando una placa de hierro o en su defecto, una tabla contrapesada de forma cuadrada de 30 a 45 cm. por lado, amarrado a un alambre o a una cadena que se hace descender por el respiradero. La placa o tabla se detendrá en el -- momento que llegue a los lodos, determinándose la distancia que existe -- desde la superficie hasta el nivel de los lodos por medio de un alambreo cadena graduada.

c).- Cuando lo permiten las condiciones en que fueron colocados los respiradores, puede hacerse uso de un utensilio más ligero, que básicamente es una modificación del anterior. Esta compuesto de un aro de alambre de 6 mm aproximadamente, debiendo emplearse para este fin una cadena ligera que sostendrá el disco por tres puntos y poder obtener un resultado óptimo.

Otro de los cuidados que deben tenerse para el buen funcionamiento de un tanque de este tipo, es que después de cada descarga de lodos, deben escurrirse y llenarse con agua o en su defecto con aguas negras las líneas de descarga, para impedir de esta manera que el lodo se endurezca y llegue a tapar las tuberías.

Una de las circunstancias que más debe cuidarse es la formación de espumas en el tanque, fenómeno que debe evitarse en todo lo posible, puesto que una vez que se presenta, es muy difícil corregirlo. La formación de espumas va asociado generalmente con una condición de acidez en los lodos, y puede prevenirse o corregirse con un tratamiento adecuado a base de cal, para que de esta forma contrarestar la acidez de los lodos.

Cuando aparezca la formación de espuma, es recomendable aplicar alguna de las medidas sencillas que a continuación se exponen, las cuales pueden llegar a ser de alguna utilidad para resolver este problema.

1.- Generalmente se corrige usando cal hidratada, la cual puede ser agregada por los respiradores de los tanques o por separado en los digestores. El valor de P.H., en la mezcla de lodos y cal en el compartimiento en que se efectúa la digestión, no debe de ser mayor de 7.6.

2.- En algunas ocasiones se mejoran las condiciones en el tanque, retirando a éste del servicio durante algunos días y dejándolo reposar, siempre y cuando lo permita el diseño del mismo.

3.- Otras veces, es de utilidad agitar a los fluidos por los respiradores de los tanques, empleando chorros de agua o paletas.

para evitar de esta manera el depósito excesivo de sólidos en un solo extremo de la cámara de derrame continuo. Invertiendo el flujo de cada mes, se logrará que los dos se acumulen uniformemente en la parte baja del tanque.

Durante la operación, todas las aguas negras fluyen a través del compartimiento superior. Los sólidos se depositan en el fondo de este compartimiento, el cual se construye con pendientes aproximadamente de 1.4 unidades en el sentido vertical, por 1 en el sentido horizontal, resbalando y pasando por una ranura que hay en el fondo. Una de las partes inclinadas del fondo se prolonga por menos unos 15 cm., más allá de la ranura, la cual hace la función de una trampa para impedir que los gases o partículas de lodos que hay en la sección inferior, se pongan en contacto con las aguas negras que se encuentran en la parte superior. Los gases y partículas ascendentes de lodo son desviados hacia la cámara de natas y respiradero; con esto se elimina la principal desventaja que tienen los tanques sépticos de funcionamiento simple.

Las ventilas deben tener una superficie de cuando menos un 20% de la superficie total del tanque. Otra de las recomendaciones que se hacen es que debe de iniciarse la operación del tanque Imhoff en la primavera o en principios del verano, la cual se puede considerar lo suficientemente alta para promover la rápida digestión.

Debe también procurarse el sembrar el tanque con lodo en digestión activa, los cuales pueden ser extraídos de alguna fosa cercana o algún digestor de lodos que se encuentra cerca de la zona, esto es recomendable siempre y cuando se realice en una forma conveniente, pero si esto no es posible, debe controlarse el P.H. en el compartimiento de lodos y mantenerlo por arriba de 6.8, para así prevenir cualquier condición ácida desfavorable, para una digestión adecuada.

Esto último puede lograrse mediante la adición de lechada de cal, en forma gradual al afluente o agregando cal en la cámara de natas,

debe tenerse la precaución de no agregar una gran cantidad de cal en un lapso de tiempo muy corto, pues la acción repentina de este elemento - - tiende a transformar el proceso de la digestión.

Ya se han descrito las partes fundamentales con que cuenta un - - tanque Imhoff, se procederá a mencionar los trabajos que se recomiendan - - efectuar para el buen funcionamiento de esta estructura. En función de - - que no existen partes mecánicas en esta, hay que centrar la atención en - - los siguientes puntos:

1.- Eliminar diariamente las grasas, natas y sólidos flotantes - - del compartimiento de sedimentación.

2.- Raspar semanalmente los lodos y fondos inclinados del com - - partimiento de sedimentación con un cepillo de goma, para quitar los só - - lidos que se hayan adherido y que por algún proceso pueden llegarse a - - descomponer.

3.- Limpiar semanalmente la ranura del compartimiento de sedi - - mentación. Esto puede hacerse con una rastra de cadena.

4.- Cambiar el sentido del flujo por lo menos una vez al mes; - - cuando así lo permita el diseño de los tanques.

5.- Controlar la nata en la cámara de natas, rompiéndola por - - medio de chorros de mangueras a presión, manteniéndola húmeda con aguas - - negras del compartimiento de sedimentación y quitándola cuando su espesor sea de aproximadamente unos 60 ó 90 cm.

6.- La descarga de los lodos deba hacerse antes de que su nivel alcance los 45 cm. de distancia, a la ranura del compartimiento de sedi - - mentación. Es mejor descargar cantidades pequeñas con frecuencia, que - - mayores volúmenes si se deja transcurrir más tiempo. Los lodos deben des - - cargarse a una velocidad moderada y regular, para que no se forme un ca - - nal a través de ellos que deje que se descarguen lodos parcialmente dige - - ridos y parte del fluido que se encuentre sobre éstos.

los tratamientos, se puede realizar por varios métodos, pero el que podemos considerar de más fácil y rápida obtención, es el análisis del consumo diario en aeropuertos que estén localizados en una región que tenga características climatológicas similares a la zona donde se construirá el nuevo aeropuerto.

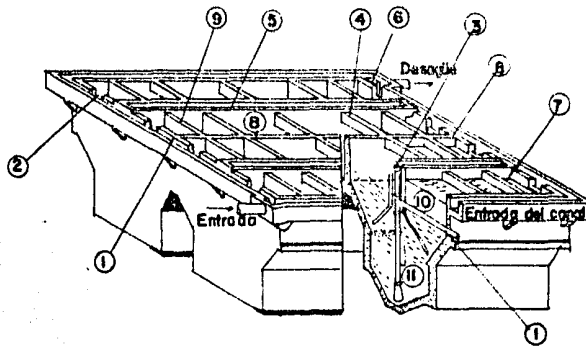
Una vez que se ha obtenido el volumen total que pueden llegar a aportar las diversas instalaciones de un aeropuerto, es evidente que este gasto requiere por lo menos de un tratamiento primario, para reducir así la cantidad de materia orgánica que viene en estas aguas residuales, y evitar de esta forma que se contamine excesivamente a las fuentes receptoras de este caudal.

A continuación se presentarán los tratamientos primarios, que considero pueden llegar a tener aplicación en el problema que nos ocupa, haciendo mención a las precauciones que se deben tener durante la construcción de los mismos, así como las ventajas que guardan uno con respecto al otro, y los trabajos que deben realizarse en estas obras para su correcto funcionamiento durante la vida útil de las mismas.

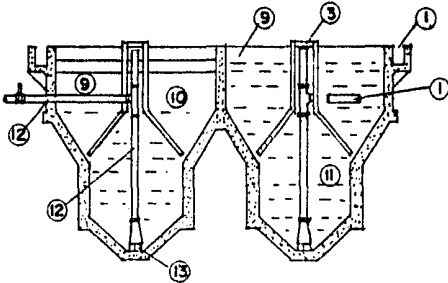
TANQUE IMHOFF.- Uno de los sistemas primarios más usados es el que se debe al Dr. Imhoff, que diseñó un tanque con doble acción, mismo que puede tener una forma rectangular o circular, y se dividen en tres compartimientos o cámaras principales que son:

- 1.- La sección superior, que se conoce como cámara de derrame continuo o como compartimiento de sedimentación.
- 2.- La sección inferior que se conoce con el nombre de cámara de digestión de lodos.
- 3.- El respiradero y cámara de natas.

En la figura (5.2), puede apreciarse un plano típico con un tanque de este tipo, en el que se puede invertir la dirección del flujo,

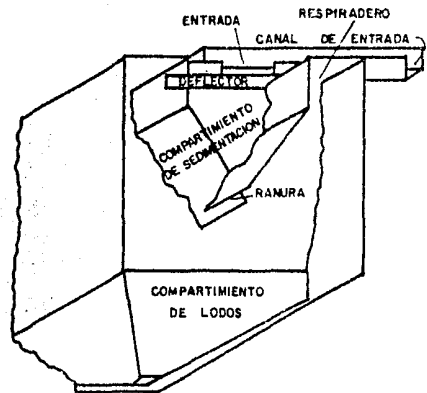


DISPOSICION GENERAL



SECCION TRANSVERSAL

- ① CANAL DE ENTRADA PARA ESCURRIMIENTO DIRECTO O DE SALIDA PARA EL ESCURRIMIENTO INVERSO.
- ② VERTEDOR DE ENTRADA
- ③ VENTILACION
- ④ VIGAS DE UNION
- ⑤ CAMARA
- ⑥ PLANCHA DE DEFENSA
- ⑦ PASO PARA UNIFORMAR
- ⑧ MURO
- ⑨ PARED DE DEFLECTOR
- ⑩ CAMARA DE SEDIMENTACION
- ⑪ COMPARTIMIENTO DE LODOS O CAMARA DE DIGESTION DE LODOS.
- ⑫ TUBO DE HIERRO FUNDIDO PARA LODO
- ⑬ SOPORTE DE HIERRO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. TANQUE
5.2 IMHOFF

TESIS PROFESIONAL DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO MEXICO D.F. JULIO DE 1984

CAPITULO V

TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Debido a la gran importancia que estan dando en la actualidad las autoridades al control de las aguas negras, con el fin de conocer más la calidad de las aguas que llegan a los ríos y mares, para prevenir de esta manera, posibles contaminaciones que puedan llegar a ser nocivas para la vida vegetal o animal.

Es interesante hacer notar, que es necesario la presencia de un sistema de tratamiento, para las aguas residuales resultantes de un aeropuerto, puesto que en la mayoría de los casos estan localizados en zonas fuera de las concentraciones urbanas, situación que obliga a que los residuos, producto del drenaje de los diversos edificios sean conducidos en forma directa hacia el cauce de un río o en algunos casos -- tengan que ser desembocados al mar; situación que origina que las aguas residuales no sean controladas por alguna municipalidad, que les puede dar algún tratamiento para reducir el grado de contaminación de -- estas. Siendo por este motivo que considero importante presentar algunos de los tratamientos primarios y secundarios existentes, así como la presentación de algún sistema de eliminación de estas aguas cuando no -- existe algún cauce receptor, lago o costa cercana para efectuar la descarga; sistemas que pueden llegar a tener una aplicación a nuestro problema. Hay que hacer la aclaración que los sistemas presentados en -- este capítulo, serán aplicables solo a los aeropuertos que tengan un -- movimiento de pasajeros similar a la mayoría de los ubicados en el interior de nuestro país, ya que son los que comunmente requieren de este tipo de tratamiento.

Los procedimientos utilizados para este tipo de aeropuertos --

son básicamente de dos tipos: en primer lugar un tratamiento primario -- para disminuir la cantidad inicial de materia orgánica y en segundo lugar un tratamiento secundario para reducir aún más el grado de contaminación (Fig. 5.1.).

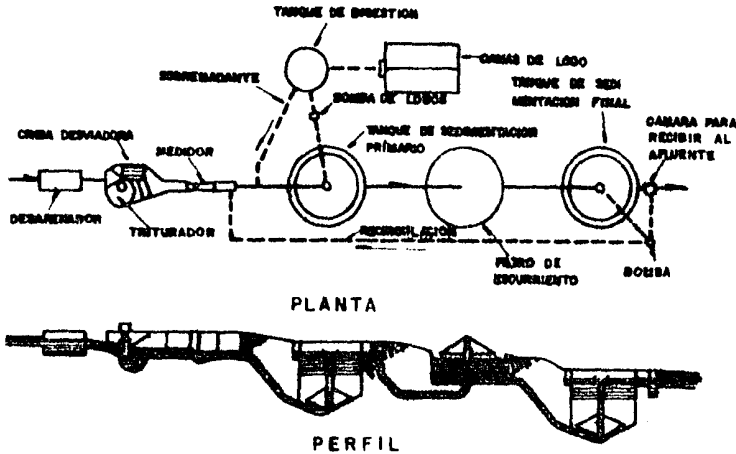


FIG 5.1 PLANTA TIPICA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

Conviene hacer la aclaración, que en el momento de estar exponiendo los sistemas existentes para el tratamiento, se detallarán más -- los que he considerado pueden llegar a tener una aplicación específica -- en los aeropuertos, como en el caso de los tanques de sedimentación -- primaria.

En algunas ocasiones, la posición que guarda el aeropuerto con respecto al terreno circundante, origina que no exista ninguna manera -- de desembocar a las aguas residuales a algún río o costa cercana. Esta situación origina que se tenga que diseñar alguna obra para deshacerse -- de estos residuos, por lo cual consideré interesante desarrollar dos de éstos métodos para resolver el problema antes mencionado.

Para lograr obtener el volumen de aguas negras que aportan los diversos inmuebles y en base a este dato poder efectuar el diseño de --

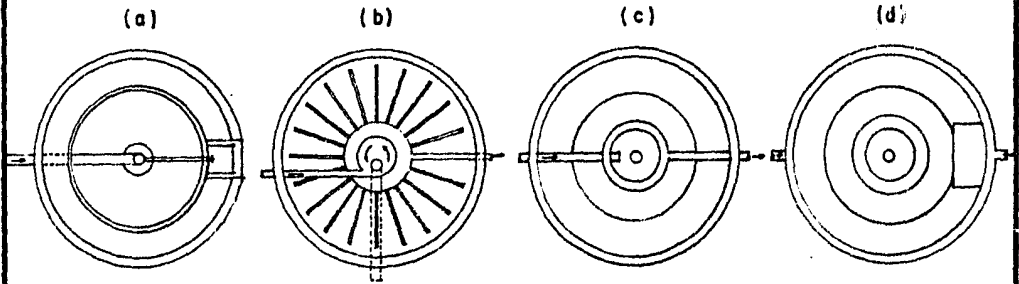
APENDICE 4C
ELEMENTOS GEOMETRICOS PARA CANALES DE SECCION CIRCULAR (CONTINUACION)

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^3}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^5}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242	0.0981	0.0650
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.9330	0.2322	0.1044	0.0660
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2404	0.1107	0.0736
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2486	0.1172	0.0770
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.1241	0.0820
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1310	0.0861
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.1381	0.0909
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822	0.1453	0.0955
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1528	0.1020
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1603	0.1050
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082	0.1682	0.1100
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1761	0.1147
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1844	0.1196
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1927	0.1245
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.2011	0.1298
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538	0.2098	0.1348
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.2186	0.1401
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.2275	0.1452
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.2553	0.1610
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.2650	0.1664
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.2748	0.1715
0.54	0.4327	1.6508	0.2620	0.9965	0.4340	0.2848	0.1772
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.2949	0.1825
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3051	0.1879
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.3158	0.1934
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.9871	0.4786	0.3263	0.1987
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.3373	0.2041
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3484	0.2092
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144	0.3596	0.2141
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.3710	0.2190
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5398	0.3830	0.2252
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.3954	0.2302
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.4080	0.2359

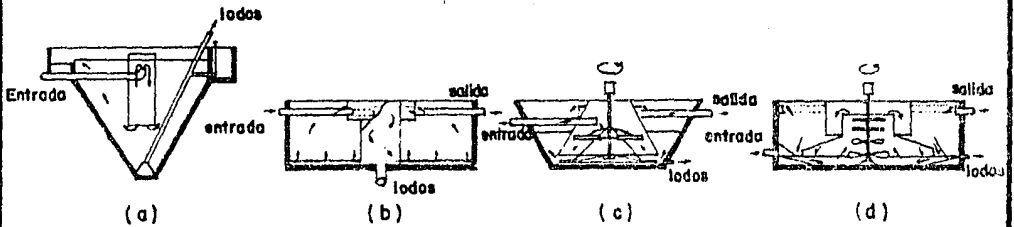
$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^3}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^5}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9474	0.5804	0.4189	0.2407
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.4300	0.2460
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9330	0.6096	0.4417	0.2510
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250	0.4560	0.2560
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6408	0.4601	0.2608
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572	0.4831	0.2653
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.8980	0.6742	0.4901	0.2702
0.73	0.6143	2.0489	0.2995	0.8879	0.6918	0.5100	0.2751
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.5248	0.2791
0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.76	0.6401	2.1176	0.3025	0.8542	0.7493	0.5540	0.2888
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7700	0.5695	0.2930
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7914	0.5850	0.2969
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8130	0.6011	0.3008
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8350	0.6177	0.3045
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7840	0.8686	0.6347	0.3082
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7681	0.9070	0.6524	0.3118
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.6707	0.3151
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606	0.6897	0.3182
0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9964	0.7098	0.3212
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7307	0.3240
0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.7528	0.3264
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6499	1.1264	0.7751	0.3286
0.89	0.7386	2.4655	0.2996	0.6258	1.1800	0.8016	0.3307
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2408	0.8285	0.3324
0.91	0.7501	2.5322	0.2961	0.5724	1.3110	0.8586	0.3338
0.92	0.7556	2.5681	0.2941	0.5426	1.3932	0.8917	0.3345
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.9292	0.3350
0.94	0.7666	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.9725	0.3353
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682	1.0242	0.3346
0.96	0.7749	2.7380	0.2830	0.3919	1.9770	1.0888	0.3340
0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	1.1752	0.3333
0.98	0.7814	2.8578	0.2735	0.2810	2.7916	1.3050	0.3321
0.99	0.7831	2.9312	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3318
1.00	0.7834	3.1416	0.2500	0.0000	"	"	0.3117

APENDICE 4 - C

PLANTA



ELEVACION



- a).-Tanque circular de dimensiones crecientes hacia la parte superior
- b).-Tanque circular con camara central para mezclado y floculacion
- c).-Tanque circular con diametro ascendente con camara central de mezclado y floculacion.
- d).-Tanque circular con camara central de mezcla y floculacion y recirculacion intercambiable para lodos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
5.4

TANQUE DE SEDIMENTACION CIRCULAR

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1964

En los tanques cuadrados las aguas negras pueden entrar por el centro y fluir hacia cualquiera de los lados, o bien entrar por un lado y atravesar el recipiente.

Es interesante mencionar que en la actualidad existen algunos equipos, que transportan las aguas negras que llegan a la estructura hasta una parte cercana del fondo del tanque, de donde fluyen hacia la parte superior en forma radial entre la capa de lodos, hacia la salida de la periferia. Estos tanques se conocen como clarificadores de flujo ascendentes, y cuentan con la ventaja de introducir los sólidos por el fondo, en donde es deseable que se introduzcan, en lugar de entrar por las partes superiores e irse depositando hacia el fondo.

Este tipo de estructuras por lo general son fabricadas por firmas especializadas por ejemplo; ARMCO, Mexicana y otras, mismas que pueden proveer información acerca de éstas, cuando se desee instalar un tanque con este funcionamiento en algún aeropuerto.

A continuación se mencionarán las características de diseño que deben observarse en las diversas partes de este tipo de estructuras, así como el tiempo que se recomienda permanezca el fluido en el tanque.

Las entradas deben de diseñarse de tal modo que dispersen a la corriente de alimentación, para que de esta forma se difunda homogéneamente el fluido a través del fondo del tanque y evitar así los llamados cortos circuitos. Las entradas pueden tener una forma similar a un verdadero, pero el diseño que más se ha generalizado para este tipo de obra es un canal de compuertas espaciadas.

Los deflectores, que por lo general se encuentran a la entrada y a la salida del tanque, tienen varias misiones, la primera es ayudar a difundir el flujo y la segunda es retener a la materia sólida que flota en el afluente.

Los tanques que tienen un sistema de limpieza mecánica, generalmente tienen un colector para la espuma que sirve lo mismo que el

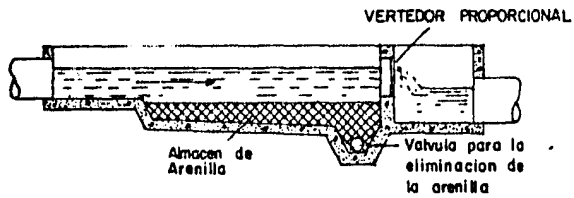
deflector que se coloca a la salida, y al cual es llevada la nata o espuma por el efecto del desnatador.

Los deflectores para el control de la espuma, deben colocarse antes del vertedor de salida en todos los tanques de sedimentación primaria, así como en todos los tanques de sedimentación final o secundaria.

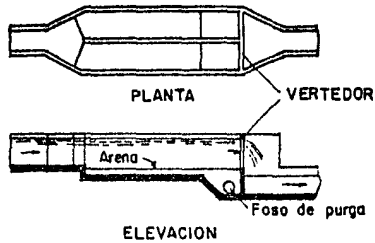
VERTEDORES DE SALIDA.— El diseño de esta estructura es sumamente variado, puesto que existen desde vertedores que hacen salir las aguas residuales sedimentables, en forma de una película delgada por la superficie del tanque, y que por lo general pueden ser ajustados para determinar el espesor que se desee; una característica que es importante cuidar, es que estén nivelados para que la descarga o salida sea lo más uniforme que se pueda en la cresta. Lo que se conoce como carga en el vertedor, sirve para expresar el volumen de fluido que pasa diariamente sobre un metro de vertedor. Es recomendable que para los tanques que son usados en los aeropuertos, la carga del vertedor no debe ser mayor de 133 m^3 por día. En la fig. 5.6 se muestran algunos tipos de vertedores.

CAPACIDAD SUPERFICIAL DE SEDIMENTACION.— Esta se puede expresar por lo general en términos de litros por metro cuadrado de superficie de tanque, basado en el gasto diario de aguas negras. En los tanques que se consideran como un tratamiento primario, y cuando no exista un tratamiento secundario, esta capacidad no debe sobrepasar a los 25000 lts. por día por metro cuadrado; se ha podido observar que la capacidad superficial es un factor sumamente importante, puesto que parece ser que afecta directamente al porcentaje de eliminación de sólidos sedimentables y aún más, afecta también a la demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.)

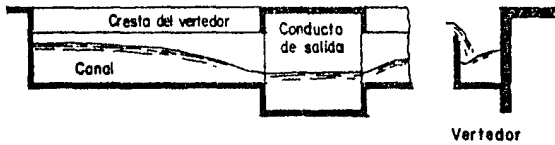
DETERMINACION DEL PERIODO DE RETENCION: Se le denomina a este periodo como el tiempo (dado en horas) transmitido a las aguas negras dentro del tanque, basándose para determinar esto en el gasto y en el-



CAMARA DESARENADORA CON CONTROL DE VERTEDORES



CAMARA DESARENADORA DE COMPARTIMIENTOS GEMELOS CON CONTROL DE VERTEDOR



CANAL CONTROLADO POR VERTEDOR

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.

DIVERSOS USOS DEL VERTEDOR

5.6

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

volumen del tanque, suponiendo que se verifica un desplazamiento total a la vez que se tiene un flujo uniforme a través del compartimiento de sedimentación; durante un tiempo considerable fue este factor el que determinó el diseño de esta obra, en la actualidad esta característica se ha reemplazado por la denominación carga en el vertedor y la capacidad superficial de sedimentación, basándose para ello en el gasto de diseño. Es recomendable que los períodos de retención en los tanques de tratamiento primario sean por lo menos de dos horas.

Las normas que se han seguido para el diseño de este tipo de tanques, es la de construirlos con una longitud mínima de 3 metros debiendo ser su profundidad no menor de 2.10 m (en tanques con limpieza mecánica), es evidente que las dimensiones de estos sistemas quedan definidos por el volumen de aguas residuales que se requiere tratar, así como la capacidad superficial de sedimentación y el tipo de equipo con que se cuenta; una serie de estudios recientes han demostrado lo ventajoso que resulta que los tanques no sean demasiado profundos para que efectuen un trabajo adecuado.

EFICIENCIA DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE.- Debido a que el proceso de sedimentación de los sólidos, en los tanques que nos ocupen, es el mismo que el compartimiento de sedimentación de los tanques de doble acción, es lógico esperar que los resultados sean los mismos; es decir es de esperarse que se elimine cerca del 90 al 95% de los sólidos en características sedimentables, o sea un 40 ó 60% de los sólidos suspendidos totales de las aguas negras, debe disminuir en un 25 a 35% la D.S.O., desde luego que estas cifras son de carácter general y no pueden aplicarse a casos especiales. Las aguas residuales cuyo contenido de sólido sea alto, pueden presentar un mayor porcentaje de eliminación por sedimentación, que otra clase de aguas residuales que tengan un bajo contenido de sólidos suspendidos, debe esperarse un mayor porcentaje de eficiencia en la eliminación en un tanque en el cuál se traten aguas frescas, que en otro en el que se traten las mismas aguas negras después de que se hayan vuelto sépticas, debido a que los sólidos en este tipo de aguas ya han sido descompuestas o desintegrados por la -

acción bacteriana durante su largo recorrido por todo el sistema de alcantarillado, que lo condujo hasta el tanque donde se le proporcionará el tratamiento primario.

OPERACION DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE (con limpieza mecánica).

Lo más importante para la operación de este tipo de tanques, es el establecer y mantener registros adecuados sobre el plan de trabajo que debe seguirse con el equipo de limpieza mecánica, además de establecer la periodicidad de la descarga de los lodos del recipiente.

Debe determinarse para cada caso la frecuencia de efectuar la limpieza, pero en la mayoría de los casos los mecanismos colectores se hacen funcionar durante dos hasta seis horas al día, dependiendo el número de horas a las que se haga funcionar el mecanismo que desaloja. Es muy común que en los tanques circulares, el mecanismo trabaje constantemente puesto que al permitir que se acumule demasiado gasto sólido en el fondo de estos tanques, puede generar una carga muy pesada que llegue a dañar el mecanismo que mueve el sistema de limpieza, es importante mencionar que los sólidos pueden llegarse a descomponer dentro del tanque de sedimentación, produciéndose de esta manera una determinada cantidad de gases y algo de lodos flotantes, lo que obliga a hacer el mecanismo durante un tiempo suficiente antes de que se descarguen los lodos, para tener la seguridad de recolectar satisfactoriamente los sólidos sedimentados y los lodos que pueden estar flotando.

Los lodos deben descargarse del tanque cuando menos una vez al día; debe tenerse precaución de no descargar lodos que contengan una cantidad excesiva de agua, puesto que ésta ocupa lugar en el espacio de almacenamiento de lodos y consume calor en los tanques de digestión. La trayectoria de estos lodos hacia el exterior se efectúa por medio de bombas de extracción; para lograr una eficiencia máxima de estas se lleva a efecto una prueba muy simple. Se deja asentar durante 10 minutos en una probeta la muestra obtenida de este tanque, y si se observa --

más del 50% de sólidos la descarga de lodos debe continuar, si se presenta menos del 50% de sólidos se puede determinar que el bombeo no debe continuar, puesto que ya se ha descargado la suficiente cantidad de lodos.

Los registros de las descargas que se efectúen, deben estudiarse y compararse para cada tanque en particular, teniendo en cuenta que no se busca rapidez en la descarga de los lodos, sino eliminar del fondo del tanque las concentraciones de éstos mientras permanezcan frescos y que quede perfectamente limpio el fondo al terminar el ciclo de limpieza. Probablemente se tenga que modificar el plan de limpieza para cada estación del año, en función de la variación del volumen aportado por los inmuebles, en cada época del año.

Las natas y grasas deben eliminarse diariamente de la superficie del tanque, en la mayoría de los colectores mecánicos estos materiales son arrastrados hacia una tolva para grasas de donde fluyen a un depósito, para que se deseche este material por medio de bombeo.

Las partes móviles deben mantenerse lubricadas reemplazando las partes que se han debilitado por el efecto del desgaste. Lo más recomendable en estos casos, es que se siga el instructivo de mantenimiento que proporciona el fabricante. El operador debe tener presente que el equipo mecánico requiere de una cierta atención, además de un mantenimiento.

Las ventajas que tiene este tratamiento primario es: que es factible contra el proceso de digestión, si se dota a estos tanques de un calentamiento adecuado para acelerar así el proceso mencionado y otra es la de su bajo costo de construcción, sobre todo cuando compare con otros tratamientos, en zonas que aportarán un gasto considerable.

Sin embargo, hay que mencionar que estos tanques, requieren de mayor tiempo así como de una alta preparación del operario; que en los tanques Imhoff, debido a que hay que poner mayor atención en la opera-

ción, cuidado y mantenimiento de las partes mecánicas que forman el -- equipo.

A continuación se desarrollará un ejemplo ilustrativo, haciendo resaltar durante el desarrollo del mismo las características en las cuales se debe poner mayor cuidado.

EJEMPLO:

Para poder apreciar uno de los caminos que se puede seguir, al efectuar el diseño de un tanque de tratamiento primario, se emplearán -- para tal fin los datos que fueron obtenidos del aeropuerto de Villahermosa, en lo que respecta el volumen de aguas negras aportado, caudal -- deducido a partir de zonas que poseen una dotación similar al del aeropuerto antes mencionado. El procedimiento que se seguirá: es el de -- suponer las dimensiones de un tanque, y a partir de las restricciones -- existentes, revisar su funcionamiento.

Considerese un tanque de forma rectangular de 4 m. de largo -- por 2.50 m. de ancho, con una profundidad de 2 m., además de contar con un vertedor de 0.60 m. de ancho en forma rectangular y teniéndose que -- tratar un gasto de aguas negras de aproximadamente $40 \text{ m}^3/\text{día}$.

Revisión del funcionamiento:

CARGA EN EL VERTEDOR:

$$A = 1 \text{ m} (0.60 \text{ m}) = 0.60 \text{ m}$$

Tomando en cuenta que se tiene que tratar un volumen de aproximadamente 40 m^3 diarios nos queda que:

$$H = \frac{Q}{A} = \frac{40 \text{ m}^3}{0.60} = 66 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$$

Carga la cual cumple con la restricción existente para los -- vertedores de este tipo de tanque, en el cual se especifica que no debe de sobrepasar a los 133 m^3 por metro de vertedor y por día.

ANALISIS DE LA CAPACIDAD SUPERFICIAL DE SEDIMENTACION

El primer paso es obtener el área de la superficie con que cuenta el tanque:

$$A = 4 \text{ m} (2.50 \text{ m})$$

$$A = 10 \text{ m}^2$$

Teniéndose que tratar un volumen de $40 \text{ m}^3/\text{día}$ concluimos que:

$$H = \frac{40 \text{ m}^3/\text{día}}{10 \text{ m}^2} = 4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

o sea:

$$4000 \text{ lts}/\text{m}^2/\text{día}$$

Capacidad superficial que como podemos observar, es menor que los $27000 \text{ lts}/\text{m}^2/\text{día}$ que se establece como límite. Con lo cual se puede garantizar un buen funcionamiento de esta estructura.

CALCULO DE PERIODO DE RETENCION

Para obtener este período hay que calcular el volumen del tanque:

$$\text{Vol.} = 10 \text{ m}^2 (2 \text{ m})$$

$$\text{Vol.} = 20 \text{ m}^3$$

$$\text{PERIODO DE RETENCION} = \frac{20 \text{ m}^3 \cdot (24 \text{ hr}/\text{día})}{40 \text{ m}^3/\text{día}}$$



$$P.R. = \frac{480}{40} = 12 \text{ hrs.}$$

Tiempo en el cual se puede asegurar un desplazamiento total y un flujo uniforme a través del compartimiento de sedimentación.

Una vez que las aguas negras han sido tratadas en una forma primaria, la ubicación del aeropuerto con respecto a las posibles fuentes -

receptoras de este gasto, van a determinar si es necesario darles un -- tratamiento secundario a esta agua, o bien, el diseñar alguna obra para deshacerse de este volumen. En el primero de los casos, cuando el vo -- lumen resultante del tratamiento primario se desembocará en forma inme -- diata a un afluente que este fuertemente contaminado, entonces las -- aguas residuales que vayan a ser desembocadas, requieren de un trata -- miento secundario para purificar, más a las mismas.

El segundo de los casos se efectúa cuando no existe ninguna -- fuente receptora cercana para desalojar los desechos, y por otro lado -- existe la necesidad de deshacerse de alguna forma del afluente que re -- sulta de los tanques de sedimentación primaria, llegándose a la conclu -- sión que la única solución es la de diseñar una obra para la elimina -- ción de este volumen.

PROCESO DE AEREACION POR CONTACTO

Dentro de los tratamientos secundarios que pueden tener aplica -- ción en la depuración final de las aguas en un aeropuerto, se encuentra el que se conoce como el proceso de aereación por contacto, que como to -- dos los sistemas de tratamiento secundario, dependen de los organismos -- biológicos aerobios para efectuar el degradamiento de la materia orgá -- nica compleja putrescible, que están cambiando las aguas negras a for -- mas más simples y estables, estos organismos son estacionarios y estan -- adheridos a un medio fijo, sin embargo, se puede observar que están -- -- continuamente sumergidos y alimentados con aire.

Una planta típica de aereación por contacto, consiste de cinco tanques que están colocados en serie, en los que se lleva a cabo respec -- tivamente la sedimentación primaria, la primera etapa de aereación la -- sedimentación intermedia, la segunda etapa de aereación y la sedimenta -- ción final. Hay que mencionarse que debe de tenerse alguna manera de -- disponer de los lodos que resultan del proceso.

Las unidades de aereación consisten de una serie de tanques - - que contienen cierto número de placas delgadas, pudiendo estar hechas - - estas de diversos materiales, como láminas corrugadas de aluminio o as - - bestos, estas se colocan suspendidas en una forma vertical, con una sepa - - ración de 2.5 a 4 cm., de centro a centro. Y es sobre estas placas don - - de se va a desarrollar el proceso vital necesario. Las aguas residuales - - llegan por el fondo y van subiendo entre las placas suspendidas, mezcla - - das por un sistema difusor de aire que se coloca en la parte inferior de - - esta estructura. De esta forma se mantienen las condiciones aerobias de - - vida biológica en las placas sumergidas.

Las concentraciones de sólidos orgánicos son desprendidos con - - tivamente de las placas que están formando el sistema; las de la prime - - ra etapa de la aereación se eliminan en los tanques de sedimentación - - intermedia, y las de la segunda etapa de la aereación son eliminados en - - el tanque de sedimentación final.

Este sistema se puede considerar bastante rudimentario, pero no - - obstante esto tiene la capacidad de resistir cargas repentinas. Estas - - unidades de tratamiento secundario son aptas para construirse e instala - - se en unidades compactas; las cuales son una serie de controles automá - - ticos que pueden reducir hasta cierto punto el mantenimiento, pero no - - evitar que se tenga que invertir tiempo y atención mientras se efectúa - - el proceso.

Con este proceso puede lograrse disminuir la D.E.O., y eliminar - - se los sólidos suspendidos en un 90% o más, siempre y cuando las plantas - - hayan sido correctamente diseñadas y sean operadas en una forma eficien - - te, se puede considerar valido este proceso especialmente para pequeños - - volúmenes a tratar, como puede ser el de una población pequeña o un aere - - o puerto.

FILTROS DE ARENA

Otro tratamiento secundario que puede ser utilizado, es el de - - los filtros de arena intermitentes, que no es otra cosa que un lecho de -

arena especialmente diseñado en el cual pueden aplicarse afluentes del tratamiento primario, usando un sistema de distribución similar al de una serie de colectores o de tubos perforados (fig. 5.7). El producto final de este afluente es recolectado en las partes inferiores de estos lechos de arena. En la fig. 5.8., se puede observar un sistema de filtros de arena.

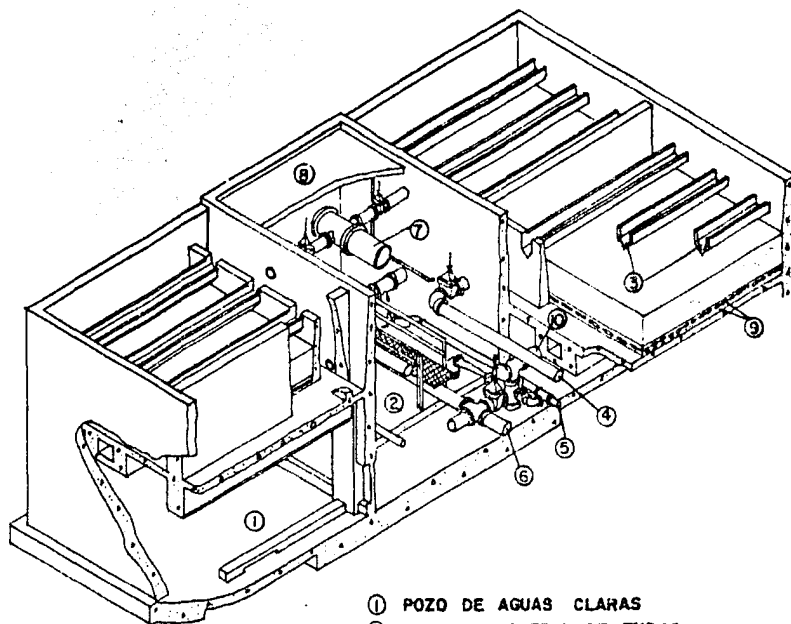
CONSTRUCCION DEL LECHO.- Estos están formados por una capa de arena limpia de aproximadamente unos 60 cm. de espesor como mínimo, y colocada sobre una grava limpia la cual ha sido bien graduada. La grava debe ser colocada en un mínimo de tres capas, cubriendo de esta manera los colectores hasta una altura de por lo menos 15 cm., por arriba de éstos.

Es importante destacar que la arena debe tener un tamaño efectivo de 0.3 a 0.5 mm., y un coeficiente de uniformidad de 3.5 como máximo, el espaciamiento de los colectores no debe de ser mayor de 3 m. entre centro y centro.

CAPACIDAD DE LOS FILTROS DE ARENA

Cuando está siendo tratado un afluente, el cual presenta un alto grado de contaminación, los filtros se pueden aplicar a razón de 1200 m³ por hectárea y por día como máximo, en el caso de aguas que tengan menor grado de contaminación, se puede aceptar no más de 4700 m³ por hectárea y por día.

Los filtros intermitentes de arena, son verdaderos filtros que cuelan, a la vez que retienen las partículas finas de los sólidos suspendidos, además de servir como proceso de oxidación; se puede decir que la mayor parte de la filtración y del proceso de oxidación, se efectúa en la parte inicial de estos filtros de arena, el efecto de la filtración es producido por la finura de arena. La oxidación como en todos los dispositivos de tratamiento secundario, son debido a los microorganismos aerobios que están viviendo por lo general en la superficie,



- ① POZO DE AGUAS CLARAS
- ② PISO DE GALERIA DE TUBOS
- ③ PILETAS DE LAVADO
- ④ FILTRO A DESPERDICIO
- ⑤ CABEZAL DE SALIDA DE LAVADO
- ⑥ CABEZAL DE ENTRADA DEL AGUA DE LAVADO
- ⑦ PISO DE OPERACION
- ⑧ LATERALES
- ⑨ SALIDA DEL FILTRO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.

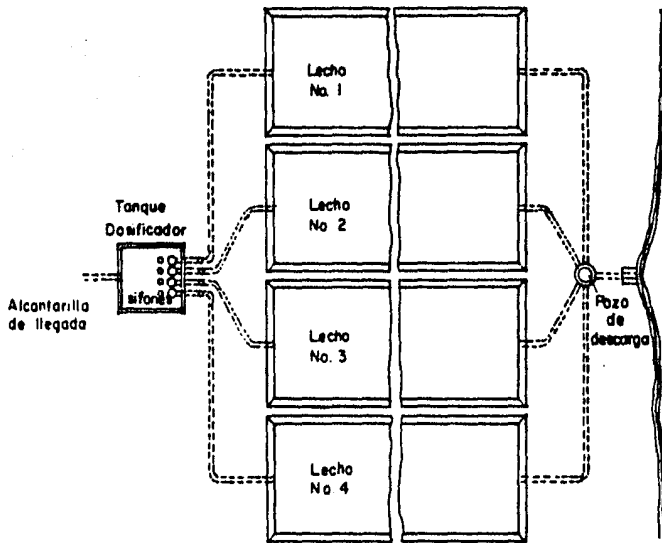
FILTRO DE ARENA RAPIDO (TIPICO)

5.7

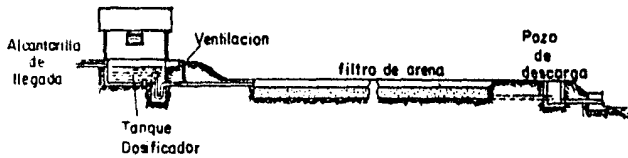
TESIS PROFESIONAL : DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984



PLANTA



PERFIL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.

DISPOSICION DE UNA FILTRACION
INTERMITENTE EN ARENA.

5. 8

TESIS PROFESIONAL DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

formando una capa de lodos que se extiende también hacia adentro del medio arenoso.

OPERACION.- Para un mejor resultado de estas obras, es conveniente permitir que se vacíe el filtro en determinados intervalos y se permita así un suministro de aire fresco. Esto se puede lograr con una dosificación intermitente de aguas negras sobre el filtro, las aguas residuales se deben aplicar de dos a seis veces al día, en magnitudes suficientes para cubrir la superficie del filtro formando así una capa de 5 a 10 cm., a medida que las aguas residuales escurren hacia la parte baja a través de la arena, el aire es arrastrado desde la superficie. Los filtros de arena se construyen por equipos, es decir que deben de contar estas instalaciones de dos o más unidades para estar en posibilidad de utilizarlas alternadamente, el mantenimiento que se le debe de procurar, es el de retirar la capa de lodo que se le forma en la parte superior la cual obstruye el paso del fluido, siendo necesario ejecutar este trabajo de vez en cuando para estar en posibilidad de obtener mejores resultados de este tratamiento secundario.

Una de las circunstancias que más se debe cuidar, es la de evitar la formación de estancamientos sobre los lechos de arena, porque con ésto se produciría una acción séptica, dando como resultado un afluyente de baja calidad. La formación del estancamiento en la parte superior indica la necesidad de efectuar una limpieza; debe cuidarse de mantener la superficie a nivel, previendo así una distribución uniforme de las aguas residuales, además de no permitir el crecimiento de hierbas y pastos sobre los lechos, los cuales podrían llegar a afectar el funcionamiento.

EFICIENCIA

Una planta de filtración para arena intermitente bien operada, producirá un afluyente estable, bastante transparente y cristalino, pudiéndosele considerar que está casi totalmente oxidado, a la vez de nitrificado. Es razonable esperar una disminución global del 95% en la

D.B.O. o más, como una considerable disminución de los sólidos suspendidos en las aguas negras crudas, circunstancias que hacen que este tratamiento sea considerado como sumamente eficiente con respecto a otros -- tratamientos secundarios.

Este proceso secundario no es recomendable cuando se desee tratar grandes cantidades de aguas negras, puesto que requiere de grandes -- superficies de terrenos para efectuarlas, con altos costos de construc -- ción por volumen unitario de aguas negras tratadas, además de tener un -- alto costo por limpieza de los filtros. Siendo esencialmente recomen -- dados cuando el volumen de aguas negras por tratar es reducido, como es -- el caso de las aguas residuales resultantes de un aeropuerto, además -- estos filtros producen un afluyente de buena calidad.

ESTANQUES DE ESTABILIZACION

Cuando se tenga que producir un tratamiento secundario bastante eficiente, en algun aeropuerto que por su movimiento de pasajeros aporta un gasto considerable, lo ideal sería el instalar una pequeña laguna de oxidación para efectuar esta depuración; aunque ésto en algunos casos -- resulta muy difícil, debido a que los aeropuertos se encuentran dentro -- de zonas urbanas, pero si observamos que la tendencia actual es la de -- construir estas obras lo más alejado de las ciudades, esto aumenta la -- factibilidad de instalar este tipo de lagunas, que tienen la ventaja de -- proporcionar un tratamiento secundario a un volumen mucho mayor que los -- tratamientos antes mencionados.

En los últimos años se ha venido desarrollando y perfeccionando el tratamiento de aguas negras, en base a lo que se denomina estanques -- de estabilización, estas estructuras, en un principio fueron utilizadas -- en zonas extremadamente calurosas y con días soleados, pero se ha podido observar que son igualmente eficientes en climas fríos y nublados; con -- cluyendo que esta clase de estanques se puede utilizar en cualquier tipo de climas, teniendo solamente la precaución de variar su velocidad de -- operación en función de la temperatura, la energía luminosa y otras con -- diciones existentes de cada zona en particular.

El proceso por el cual la materia orgánica existente en las aguas negras es depurada, básicamente se realiza en dos etapas, la materia carbonosa de las aguas residuales, es desintegrada en un principio por medio de los organismos aerobios, mismos que generan la formación de bióxidos de carbonos, el cual es utilizado por las algas para llevar a cabo su fotosíntesis, se puede explicar al fenómeno de la fotosíntesis como un proceso natural que se efectúa en los tejidos verdes de los vegetales, bajo la influencia que ejerce la luz y la presencia de la clorofila, que es la substancia que proporciona el color verde a los vegetales vivos. En el desarrollo de este proceso, el oxígeno que contiene el bióxido de carbono es liberado, disolviéndose en el líquido en el que crecen las algas. Como consecuencia de esto, la materia orgánica que llega en las aguas reciben una determinada cantidad de oxígeno para que puedan proseguir su descomposición ulterior de tipo aerobia.

Las aguas negras al entrar al estanque, llevan la materia orgánica en un estado putrefacto y salen en forma de células de algas muy estables, las cuales dentro de ciertos límites, pueden inclusive descargarse a las aguas receptoras sin causar ningún daño a la vida animal que exista en éstas.

Estos tanques de oxidación pueden ser utilizados como un tratamiento completo, cuando reciben aguas negras en un estado crudo, pero como se utilizan en la mayoría de los casos, se le define como un tratamiento secundario para aguas negras sedimentadas, estas estructuras, se pueden utilizar cuando se desee mejorar la calidad del agua residual, e instalarlos de tal forma que reciban un afluente de un tratamiento secundario.

La mayoría de estas lagunas de estabilización, son construidas con una profundidad de 60 a 120 cm. con un flujo continuo a través de ellas; la magnitud del área con que se diseña es función básica del número de personas a las que servirán. Los períodos de retención a los que se sujeta el agua por lo general es de 25 a 30 días, depen-

diendo también del volumen que llega al estanque diariamente.

Debe tenerse cuidado de que la zona que se elija para construir los estanques, posea un suelo de características impermeables, puesto que sino fuese así tendría que proponerse alguna solución, la cual podría incrementar considerablemente el costo, de tal suerte que podría hacer demasiado costoso este tratamiento. Una de las ventajas que tienen estos estanques es la mínima operación y mantenimiento que requieren para su funcionamiento.

SISTEMAS PARA LA ELIMINACION DE LAS AGUAS NEGRAS

Existen algunos aeropuertos que no cuentan con algún cauce, laguna o costa cercana, una vez que han sido tratadas en una forma primaria y secundaria, desembocara en ellos las aguas residuales de tal suerte que tenga que idearse alguna obra para resolver este problema.

Cuando se tiene que diseñar alguna obra para deshacerse de las aguas residuales, puede llegarse a tener el problema de contar con un suelo altamente impermeable, lo cual crea una situación sumamente complicada, puesto que no se puede aplicar un método tradicional para generar la infiltración de las aguas residuales en el subsuelo, la única salida que queda es la de diseñar un cárcamo que aloje al afluyente que resulta del tratamiento primario, para de ahí bombearlo hacia algún lugar donde se pueda depositar para su conducción final. Esta solución incrementa considerablemente el costo del sistema de tratamiento y eliminación de las aguas residuales.

Cuando las condiciones de permeabilidad en el suelo son suficientemente buenas, se aplican los procedimientos para este fin; una de las soluciones con que se cuenta, es la de instalar un sistema de absorción a base de un campo de infiltración; para la eficiente operación de todas las líneas de absorción de este campo, la alimentación hacia estas se debe hacer por medio de una caja de distribución, que sirve para regular y compensar el escurrimiento a través de todas las líneas. También sirve como un pozo de visita, para verificar la calidad del efluente.

y poder observar si se arrastran partículas de lodo al campo de infiltración.

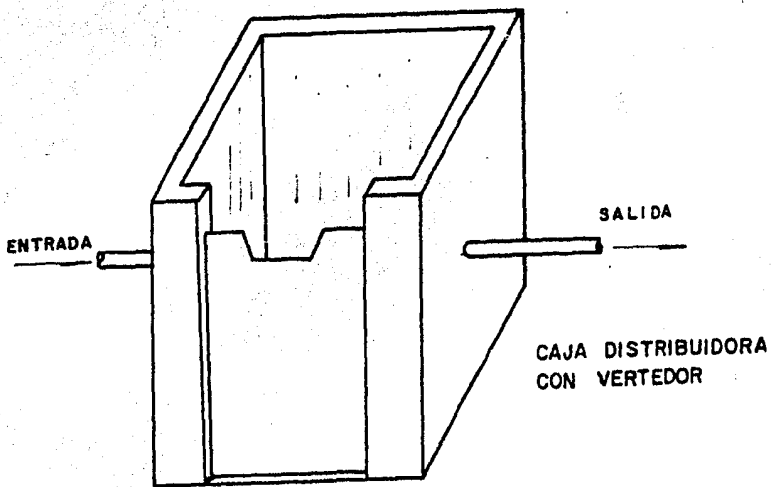
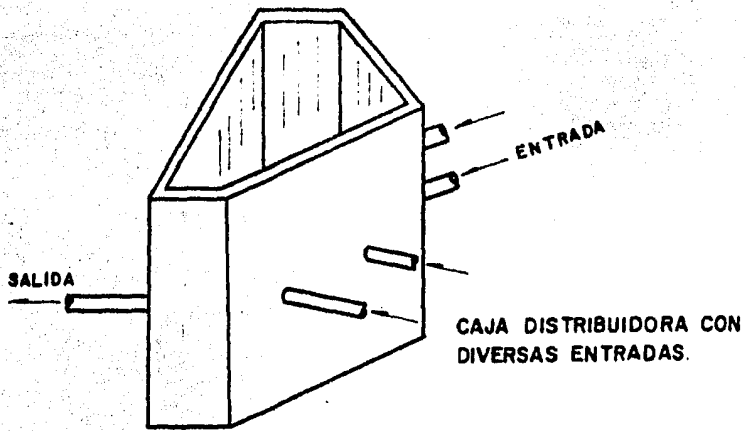
La caja de distribución debe conectarse con la fosa séptica o tanque Imhoff que halla servido para dotar de un tratamiento primario a las aguas residuales, esta caja debe situarse con una elevación superior a la que tenga el campo superficial de infiltración, es importante destacar que la pendiente del albañal que conecta a la fosa de tratamiento primario con la caja de distribución y a esta con el lecho de absorción, debe de ser de aproximadamente el 2%.

El diseño de esta caja se efectúa en base al volumen de aguas negras que se requiere tratar. Aunque se puede concluir que los tipos de cajas más usadas son las que se muestran en la fig. 5.9.

Una vez que se ha diseñado la caja de distribución, se procede a elegir la localización del campo superficial de infiltración, mismos que se deben localizar por lo menos a 30 metros de cualquier inmueble; es factible colocar estos sistemas de eliminación, a una distancia de 15 metros de algún pozo perforado, siempre y cuando estén dotados de un ademo que sea impermeable y que tenga una profundidad mínima de 15 metros.

La eficiencia del sistema de eliminación depende del diseño y la apropiada construcción de las zanjas, que a su vez, dependen del área efectiva de infiltración o absorción, que se requiera.

Es importante, efectuar pruebas de infiltración para determinar la capacidad que tiene alguna zona en particular; cuando por alguna circunstancia no sea posible llevarlas a cabo, bastará una apreciación rápida del tipo de suelo con que cuenta la zona, además la obtención de informes basados en la experiencia de la gente que habite esa región, para así poder tener una idea de la capacidad de infiltración. Antes de proyectar el campo de absorción, es conveniente efectuar las siguientes pruebas de la capacidad de infiltración del suelo, en la secuencia que a continuación se describe:



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
Nr
5. 9
DIVERSAS CAJAS DE DISTRIBUCION.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO | MEXICO DF, JULIO DE 1964

a).- Se excavan o perforan una serie de agujeros, horizontales con dimensiones de 10 a 25 cm, y las paredes verticales se profundizan - hasta donde se pretende diseñar el campo de infiltración.

b).- Se procede a raspar el fondo y las paredes de los agujeros, para dotarlos de una superficie lo más uniforme posible, se prepara en el fondo, un lecho de 5 cm. de espesor de arena o gravilla, para prevenir la socavación.

c).- Se llena la perforación con agua limpia, hasta una profundidad mínima de 30 cm. con respecto al lecho de grava, procediendo a llenar constantemente o a instalar un dispositivo automático para llenar la perforación (como puede ser un sifón automático), se mantiene la elevación del agua en el agujero durante 4 horas, de preferencia por la noche para evitar pérdidas por evaporación. En suelos arenosos que no contengan arcilla, no es necesario aplicar el procedimiento anterior y se puede efectuar la prueba de infiltración una vez que el agua se halla introducido por primera vez.

d).- La medición del grado de permeabilidad se debe efectuar al día siguiente de haber saturado al suelo, excepto en los casos de suelos con las características que anteriormente mencionamos.

e).- Si el agua no se ha infiltrado en su totalidad durante el transcurso de la noche, se procede a ajustar su tirante a una altura de 15 cm. con respecto al lecho de arena, y desde un determinado punto de referencia que debe quedar fijo durante todo el proceso, se mide la caída del nivel de aguas durante cada 30 minutos, anotando los resultados.

f).- Si el agua fue totalmente absorbida por el terreno durante la noche, se agrega agua limpia hasta alcanzar un nivel de 15 cm., sobre la grava, y en forma semejante (al caso anterior) se elige un punto fijo para determinar el cambio de volumen que sufre el agua en la perforación, sólo que en este caso se miden los cambios que se presentan y se mantiene el nivel de agua agregando lo que se halla infiltrado durante 4 horas

la infiltración que sufra el agua durante los últimos 30 minutos nos servirá para determinar el grado de absorción del terreno.

Puede darse el caso de tener un suelo arenoso en el que los primeros 15 cm. de agua, se infiltran en menos de 30 minutos, después de -- haber transcurrido el período de saturación durante la noche. En tal -- caso, pueden ser tomadas las variaciones del nivel a cada 10 minutos, -- efectuando la prueba durante una hora; para calcular la tasa de infiltración, se toma la variación del tirante durante los 10 minutos finales.

Una vez que se ha determinado el tiempo que transcurre para que el agua descienda 5 cm., se pasa a la tabla que a continuación se describe, para obtener el área efectiva de absorción en el fondo de las zanjas por cada 600 lts., de agua tratada en una forma primaria.

TABLA

Tiempo necesario para
que el agua descienda

5 cm.

Área efectiva en el fondo
de la zanja, dada en m² --
por cada 600 lts., de flui
do.

4 o menos (mit)
6
8
10
20
30
60
120

7.9
9.9
10.7
11.6
15.3
17.7
23.3
30.7

Una vez que se ha obtenido el área de absorción, se procede a -- cumplir con una serie de especificaciones que deben cumplir estos sistemas. Entre las más importantes tenemos a las siguientes:

Entre las líneas de tubos que se instalarán con una serie de perforaciones en su parte inferior, para permitir la salida del afluyente, -- debe existir una separación de no menos tres veces el ancho de la zanja, --

pero debe tener por lo menos una separación de 1.8 m., es recomendable que todas las líneas de absorción tengan la misma longitud, para permitir una distribución uniforme en todas ellas. La máxima longitud de las líneas de absorción no debe ser mayor de 34 m.

La pendiente de las líneas del campo, puede variar de 0 a 1.25%, aunque nunca debe de ser mayor de la última cifra. Es recomendable que las líneas de distribución queden a unos 45 cm. abajo de la superficie para mantener la pendiente es necesario profundizar más al tubo, pero la profundidad máxima no debe de pasar de 92 cm.

Debe cuidarse que todas las conexiones situadas antes del sistema de absorción estén perfectamente unidas, para evitar pérdidas.

Se recomienda usar tubos porosos de barro, de un diámetro de 10 cm. y de 30 a 35 cm. de longitud, para las líneas de infiltración — deben construirse, dejando una separación de 6 a 12 cm. en su parte inferior, cubriendo la mitad superior de la junta con una tira de papel tratado con asfalto, que sea lo suficientemente resistente para permanecer en su lugar mientras se rellena la zanja, antes de cubrirla definitivamente, se rellenará con grava, piedra triturada o escorias hasta que quede cubierto el tubo.

Otro de los sistemas que pueden ser usados para eliminar las aguas residuales, es el que se denomina pozo de absorción, que es básicamente una perforación cubierta con adobe de mampostería seca, en la que es recogido el afluente del tratamiento primario para su infiltración a través del suelo poroso.

La mínima distancia entre pozos de absorción, debe ser por lo menos tres veces al diámetro del pozo mayor, también debe ubicarse a 30 m. de distancia de algún pozo de agua potable; es importante mencionar que el pozo de absorción no debe de llegar al nivel freático.

Lo más recomendable, es que se construyan pozos con un diámetro mínimo de 1.20 m. y con un espesor de estrato poroso no menor de 1.20 m., se debe adobar y revestir con mampostería seca de piedra, ladrillos o bloques de concreto, los rellenos laterales deben de consis -

tir de grava tosca limpia, con un espesor de 7 m., hasta la altura de la descarga. Arriba de la superficie de descarga deben construirse juntas de mampostería selladas con mortero, todos los pozos se construirán con una losa de concreto reforzado, su espesor es de 45 a 60 cm., de la superficie del terreno, en la mayoría de los casos debe construir una abertura en ésta, para visitar los pozos, las losas deben quedar perfectamente selladas a prueba de agua.

En la parte inferior del pozo se formará una cama de grava tosca con un espesor mínimo de 30 cm., antes de que se instale el ademe lateral; para la conexión del pozo con la tubería alimentadora deben colocarse juntas herméticas.

Cuando por alguna circunstancia se tenga que colocar un pozo cerca de un árbol, es posible construirlo sin ademe, rellenando toda la excavación con piedra suelta. Este tipo de construcción permite que las raíces de los árboles penetren en el pozo sin dañarlo, estas raíces por lo general ayudan a efectuar la infiltración.

Es recomendable que la capacidad del pozo de absorción sea semejante a la del tratamiento primario. Si el suelo presenta características de impermeabilidad, la capacidad del pozo debe de ser el doble que el tratamiento inicial. Estas estructuras pueden ser utilizadas en serie o en paralelo, cuando se requiere más de una.

Se debe proporcionar suficiente área de paredes para que los líquidos se infiltren en el subsuelo sin que en los pozos se presente ningún derramamiento.

Los factores más importantes para diseñar los pozos básicamente son dos; el primero es el área de las paredes, que se puede considerar como el área efectiva de absorción, además, la granulometría en el estrato poroso, que se le puede considerar como la segunda.

Es sumamente difícil determinar estos factores con exactitud aunque puede obtenerse una aproximación bastante confiable, si se realizan pruebas de infiltración en el pozo al momento de efectuar la - -

excavación. El agua que se vierte en el pozo hasta llenarlo, debe -- infiltrarse en 24 horas, ésto indicará que el área de absorción dado -- por la tabla que a continuación se describe, fue correctamente elegida para el tipo de suelo.

TABLA II

Caracter del subsuelo	Área efectiva de absorción en m ² por cada 750 lts/día.
Arena gruesa o grava - - - - -	4.7
Arena fina - - - - -	7.0
Migajón arenoso o arena arcillosa - - - - -	11.6
Arcilla con buena proporción de arena o grava - - - - -	18.5
Arcilla con poca cantidad de arena o grava - - - - -	37.2
Suelos muy densos, con arcilla compacta, roca u otros - estratos sumamente impermeables - - - - -	No es reco - mendable.

CAPITULO VI

DISEÑO DE DRENAJE

El diseño, es una fase más de la serie de procesos que son: la planeación y el proyecto del sistema aeroportuario. Los métodos y procedimientos que se utilizan en el diseño son diversos, pero en su totalidad, se basan en datos y resultados de estudios que se realizan para estas.

En este capítulo se realiza el diseño del drenaje, describiendo el procedimiento utilizado, con fines explicativos. Se seleccionó, el Nuevo Aeropuerto de la Cd. de San Luis Potosí. A continuación se dan, algunas características generales del área.

San Luis Potosí, es capital del Estado que lleva el mismo nombre, se encuentra localizada en la zona centro-centro de la República Mexicana, siendo sus coordenadas geográficas las siguientes: 22° 11' latitud Norte y 100° 58' longitud Oeste. Su elevación sobre el nivel del mar es de 1977 m. La población en el año de 1980 (de acuerdo a datos preliminares del CENSO NACIONAL DE POBLACION) fue de 430,157 hab.

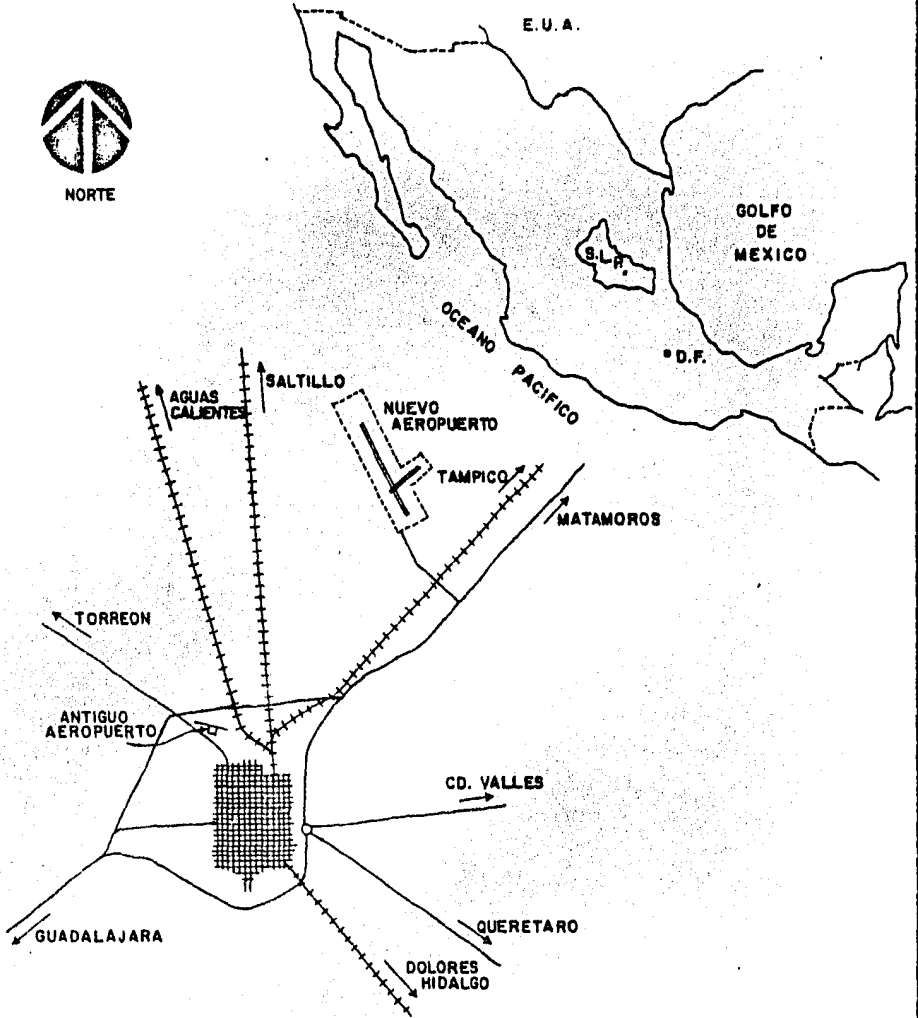
La topografía, en la zona es casi homogénea, y en su totalidad plana. Al Occidente y Sur de la ciudad sobresale la Sierra de San Miguelito o Sierra Manzano que limita de manera natural el crecimiento de la zona urbana.

La ciudad, actualmente cuenta con un aeropuerto de corto alcance, en donde aterrizan pequeñas aeronaves. El crecimiento de la ciudad y las limitantes naturales para expandirse hacia el sur y occidente, ocasionaron que la mancha urbana haya rodeado al aeropuerto, esto implicó pensar en su ampliación y modernización, concluyéndose que el aeropuerto debería ubicarse fuera de la mancha urbana.

El Nuevo Aeropuerto de San Luis Potosí se encuentra localizado al norte, a 15 km. de la ciudad, la vía de acceso es un ramal ubicado en el km. 10+500 de la Carretera San Luis Potosí-Matehuala. El área del aeropuerto está en la zona que delimitan las vías de F.F.C.C. a Tampico y Saltillo, como se puede observar en el plano de localización (Fig. 6.4)



NORTE



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
Nº
61

PLANO DE LOCALIZACION
SITIO RINCONADA

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO, D.F. JULIO DE 1984

El aeropuerto consta de 2 aeropistas, que son: la pista 14-32 y la pista 04-22, siendo la primera, la principal y la segunda, la secundaria. Las secciones transversales y sus franjas de seguridad se observan en la fig. 6.2.

Este capítulo, exclusivamente se dedicará al diseño del drenaje superficial (no siendo necesario el subterráneo), dejando sin explicación los diseños de drenaje para edificaciones y del estacionamiento.

El procedimiento utilizado es el que se practicó en la Dirección General de Aeropuertos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Departamento de Proyectos Civiles, Oficina de Drenaje (asesorando al Ing. Alfonso Gómez Roque) que a continuación se describe:

PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE DRENAJE

1.- OBTENCION DE DATOS

- 1.a.- Plano general del aeropuerto
- 1.b.- Plano general topográfico
- 1.c.- Secciones transversales de construcción
 - 1.c.1.- Pistas
 - 1.c.2.- Rodajes
 - 1.c.3.- Plataformas
- 1.d.- Plano de transiciones.- (Áreas de tributación de pistas y calles de rodaje).
- 1.e.- Intensidad de lluvia por hora.- Obtenida o calculada.
- 1.f.- Tipo de terreno. Datos de mecánica de suelos.

- 2.- DIBUJAR SOBRE PLANO TOPOGRAFICO, EL PLANO GENERAL CON LAS PISTAS, PLATAFORMAS Y EDIFICACIONES.
- 3.- MARCAR EL ESCURRIMIENTO GENERAL DEL TERRENO NATURAL (CON-FLECHAS).
- 4.- LOCALIZACION DE OBRAS MENORES U OBRAS DE ARTE
- 5.- CALCULO DE LAS AREAS DE CAPTACION, DEL TERRENO NATURAL Y - AREAS PAVIMENTADAS.
- 6.- CALCULO DE GASTOS
- 7.- DISEÑO DE LAS OBRAS.

A continuación se describe cada uno de los puntos:

1.- OBTENCION DE DATOS.- Los datos obtenidos son los siguientes:

- 1.a.- Plano general del aeropuerto (Plano No. 6-B)
- 1.b.- Plano general topográfico (Plano No. 6-A)
- 1.c.- Secciones transversales de pistas y rodajes (Fig. 6.2.)
- 1.d.- Plano de transiciones. En este plano se indican los escurrimientos que tendrán las áreas pavimentadas, así como las franjas de seguridad. Con el plano de transiciones se puede tener ó saber hacia que punto ó zona se dirige el escurrimiento superficial de las pistas y las franjas de seguridad.
- 1.e.- Obtención de la intensidad de lluvia por hora.

El clima de la zona es el más seco de los semisecos y su temperatura media anual es de 17.9°C; siendo mayo el mes más caluroso y en orden decreciente abril y junio, ocasionando que su temperatura se clasifique como templada. La temporada de lluvias son en verano, con una precipitación media anual de 55.8 mm, teniendo la máxima en los meses de junio con 84.1 mm. y agosto con 74.2 mm.

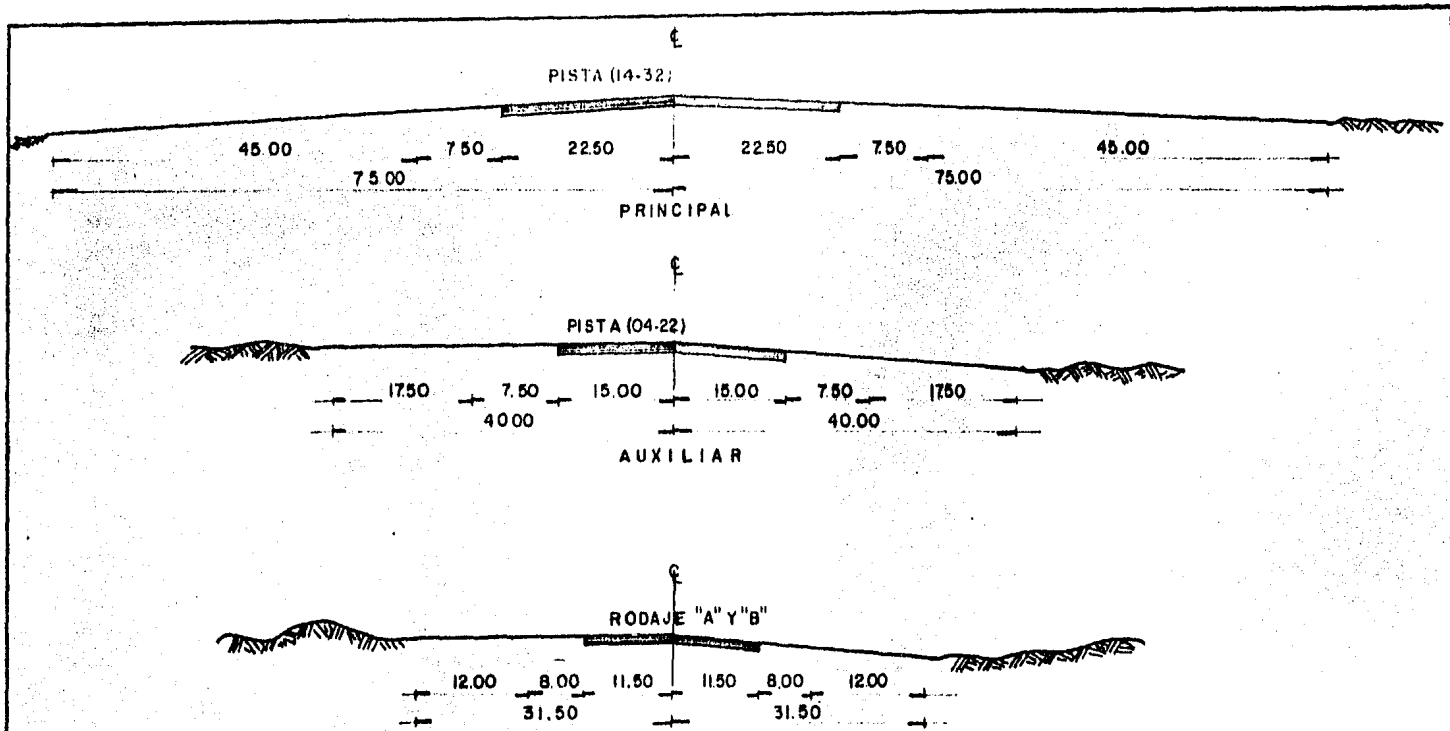
A continuación se obtiene la intensidad de lluvias (R) por diversos métodos como son:

- 1.- Método del Manual de caminos
- 2.- Método tabulador
- 3.- Método de la Dirección General de Aeropuertos

que a continuación se describen.

- 1.- Método del Manual de Caminos

Se toma como base las tablas que dá el Manual de Drenaje, en estas se encontrarán las Alturas máximas de precipitación en 24 horas (Datos proporcionados por el Observatorio Meteorológico Central de Tacubaya, (D.F.). En la tabla 6.1 se muestran los valores correspondientes al Estado de San Luis Potosí.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
 No.
 6.2

SECCIONES TRANSVERSALES DE PISTAS
 Y CALLES DE RODAJE

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF, JULIO DE 1984

TABLA 6.1.

ESTADO DE SAN LUIS POTOSI

POBLACION	PERIODOS DE OBSERVACIONES NO INTERRUPTAS.	Altura máx. de precipitación en 24 - hs. registrada en el tiempo total de observación.
Alvaro Obregón	30-37	180.0 mm.
Arriaga	26-37	70.0 mm.
Cerritos	22-32	77.7 mm.
Charcas	21-37	79.0 mm.
Hacienda Gogorrón	21-28	54.5 mm.
Loma del Mirador	27-34	175.0 mm.
Matehuala	26-37	53.0 mm.
Peñitas Atascador	27-37	320.0 mm.
Río Verde	21-37	70.0 mm.
<u>San Luis Potosí</u> - - - - -	<u>23-28, 31-32, 34-37</u> - - - - -	<u>51.6 mm.</u>
Sta. Mónica Xilitla	22-28, 31-33	301.2 mm.
San Vicente	27-37	242.5 mm.

De la tabla se obtiene que $R_{24h} = 51.6 \text{ mm.}$

Por lo que $R/n = \frac{R_{24h}}{\text{No. de precipitac. observ.}}$

$$R = \frac{51.6}{3} = 1.72 \text{ cm/hr} \doteq 20 \text{ mm/hr}$$

2.- Método Tabulador

Este método, se basa en valores obtenidos lo más recientemente

posible. Para ello se utilizan los datos tabulados en el libro de -- CLIMAS (EDITADO POR EL INSTITUTO DE GEOGRAFIA DE LA U.N.A.M.) donde se clasifica al Estado de San Luis Potosí con el número DETENAL (24); de la estación número 29 se obtienen los datos, que a continuación se presentarán tabulados (Tabla 6.2).

TABLA 6.2.

DETENAL (24) SAN LUIS POTOSI	ESTACION (29)
ENERO	10 mm
FEBREPO	06 mm
MARZO	07 mm
- ABRIL	14 mm
- MAYO	32 mm
JUNIO	70 mm - - - - máx
JULIO	44 mm
AGOSTO	56 mm
SEPTIEMBRE	70 mm - - - - máx
- OCTUBRE	25 mm
NOVIEMBRE	13 mm
DICIEMBRE	09 mm
VOLUMEN ANUAL . . .	370 mm

El volumen anual es de 370 mm, de donde se sabe que en los -- meses de mayo-oct. el volumen es de 310 mm y el resto del año de nov-abril es de 60 mm.

De la tabla 6.2, se observa que el máximo volumen, se presentó en el mes de junio y septiembre con un valor de 70 mm, en un período de 4 horas por lo que:

$$R = \frac{7 \text{ cm.}}{4 \text{ hr.}} = 1.75 \text{ cm/hr}$$

y del valor promedio de valores máximo, que se encuentra entre abril y octubre da:

$$R_{\text{máx.}} = \frac{31 \text{ cm}}{18 \text{ hr.}} = 1.72 \text{ cm/hr}$$

obteniendo el valor anual:

$$R_{\text{año}} = \frac{37}{31} = 1.76 \text{ cm/hr}$$

promediando los valores se tiene:

$$R = \frac{1.75 + 1.72 + 1.76}{3} = \frac{5.23}{3} = 1.74 \text{ cm/hr}$$

∴ se toma como $R = 2.0 \text{ cm/hr}$

3.- Método de la Dirección General de Aeropuertos

De datos obtenidos del Departamento de Hidrología de la Dirección General de Aeropuertos, entre los meses de Agosto de 1970 a Diciembre de 1975 se obtuvo:

Máx. extraordinaria en 24 hr. = 22.6 mm.

Máx. extraordinaria en 1 hr. = 20.9 mm.

de donde $R = 2.09 \text{ cm/hr}$.

Basandonos en los tres métodos, anteriormente expuestos se concluye, que el valor de R será 2 cm/hr , pero por seguridad se toma el valor de $R = 3.0 \text{ cm/hr}$ para diseño.

Calculado el valor de la intensidad de lluvia (R) de la zona, se podrá calcular el gasto que aportará cada área hacia el drenaje.

2.- DIBUJAR SOBRE EL PLANO TOPOGRAFICO EL PLANO GENERAL CON LAS PISTAS PLATAFORMAS Y EDIFICACIONES.- Se observa en el plano No. 6-A.

3.- MARCAR EL ESCURRIMIENTO GENERAL DEL TERRENO NATURAL.- Se puede observar en el plano No. 6-A, marcado con flechas.

4.- LOCALIZACION DE LAS OBRAS DE ARTE O MENORES.- De acuerdo a la topografía de la zona y en base al comportamiento del escurrimiento superficial (plano 6-A), además del conocimiento, de que la zona y terrenos contiguos del aeropuerto han sido y siguen siendo minas de arena, se concluye que el área tiene gran cantidad de material granular, lo que -- permitirá la infiltración del agua. Como se tiene una baja precipitación pluvial en la zona, se puede pensar que el terreno podrá infiltrar casi toda el agua, ocasionando que un pequeño excedente escurrirá superficialmente.

La D.G.A. pensó solucionarlo con canales colectores de pendiente adecuada, descargando a un carcamo, que a la vez contaría con un sistema de bombeo; bombeando el excedente hacia terreno natural.

Pero, a causa del alto costo de la obra, además de no contar -- con el presupuesto, (tomando en cuenta que la obra debe ser útil por un largo tiempo), se debería dar una solución económica y funcional. Por lo tanto la primera solución se rechazó, por lo cual se plantó otra.

Con base en las características del terreno, se pensó en utilizar la misma solución, pero utilizando la menor pendiente posible, -- (inclusive la pendiente CERO). Los canales servirían para captar y controlar las aguas, permitiendo que se infiltren ó evaporen. Siendo está la solución adoptada.

Se ubicó una alcantarilla, que cruza la calle de rodaje "A", -- descargando directamente al canal núm. 1. Esta alcantarilla drenará el agua captada en la zona delimitada por las calles de rodaje, plataforma y pista principal, a esta zona se le denomina área verde.

Conforme a la topografía y al escurrimiento, se ubicarán dos -- canales, el canal núm. 1 saldrá de la calle de rodaje "A" (O+360) continuando por su contorno hasta llegar a la pista principal, siguiendo -- paralelamente hacia la cabecera 32, alejándose para descargar hacia el terreno natural (Plano 6-B).

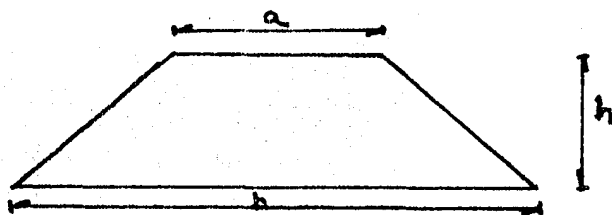
El canal núm. 2 saldrá de la calle de rodaje "B" (O+378), rodeando la pista secundaria por la cabecera 22, continuando hacia la --

pista principal paralelamente, rodeando la cabecera 14 y siguiendo por esta hasta llegar a la pista secundaria, descargando en las cercanías de la cabecera 04, dejando que la topografía lo aleje lo más posible del área.

El trazo de estos canales se muestran en la figura 6.3, 6.4 y en el plano 6.8 en donde se observan los trazos en el terreno, incluyendo el cadenamiento de los mismos, en las curvas se observan subíndices - indicando el número de la curva, en las tablas 6.3.A y 6.4.A se indican los elementos geométricos de cada uno de ellos.

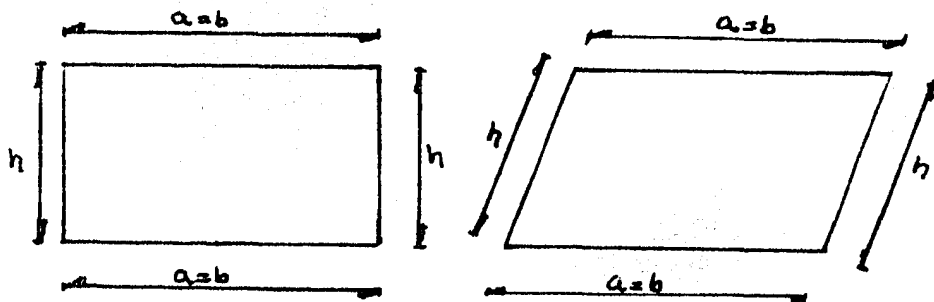
5.- CALCULO DE LAS AREAS

El calculo de las áreas se basa en el dibujo de figuras geométricas regulares sobre el plano topográfico, la figura base para el calculo es el trapecio del cual: a = ancho mínimo b = ancho máximo y h = altura.



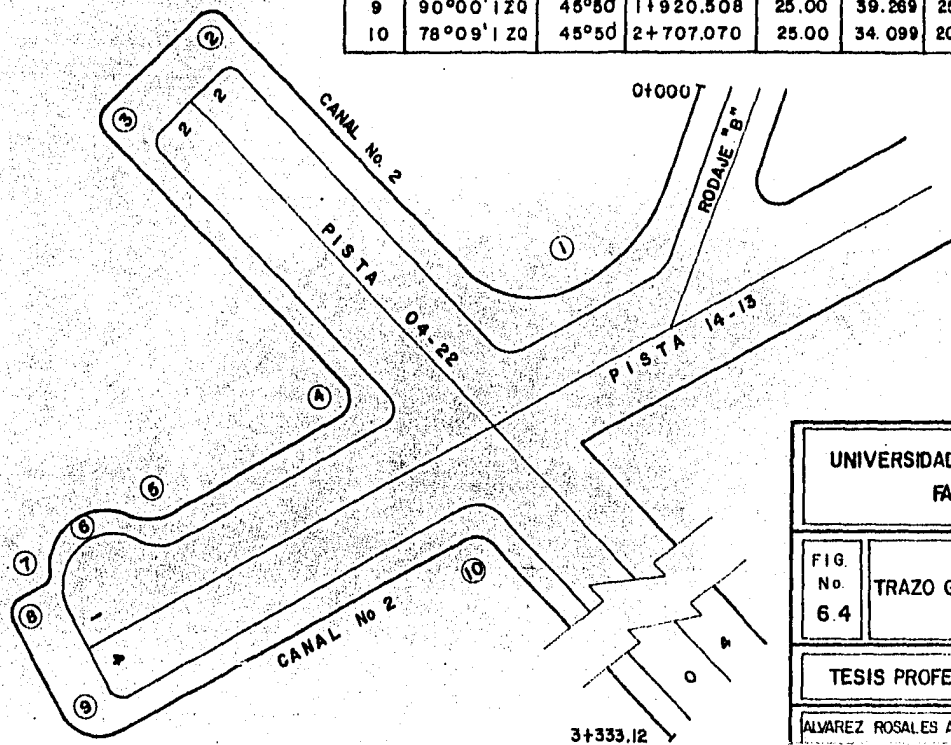
Para la obtención de otras figuras geométricas regulares y con base en ella, se hacen algunas consideraciones importantes que son las siguientes:

1.- Si $a = b$ y $h = cte$ la figura geométrica generada es un paralelogramo.



TRAZO GEOMETRICO DE LAS CURVAS
DEL CANAL No. 2
TABLA 6.4. a.

CURVA No.	A	G	PI	R	LC	ST	PC	PT
1	108° 09' DER.	45° 50'	0+305.547	25.00	47.789	34.504	0+271.093	0+318.882
2	90° 00' IZQ	45° 50'	0+667.413	25.00	39.269	25.000	0+642.413	0+681.682
3	90° 00' IZQ	45° 50'	0+766.682	25.00	39.269	25.000	0+741.682	0+780.951
4	101° 51' DER	45° 50'	1+102.451	25.00	44.44	30.790	1+071.661	1+116.101
5	45° 00' DER	45° 50'	1+408.240	25.00	19.63	10.360	1+397.859	1+417.509
6	90° 00' DER	110° 36' 19"	1+516.250	48.74	155.10	98.740	1+417.509	1+572.609
7	45° 00' IZQ	45° 50'	1+582.970	25.00	19.63	10.360	1+572.609	1+592.239
8	90° 00' IZQ	45° 50'	1+806.293	25.00	39.269	25.000	1+781.239	1+820.508
9	90° 00' IZQ	45° 50'	1+920.508	25.00	39.269	25.000	1+905.508	1+994.777
10	78° 09' IZQ	45° 50'	2+707.070	25.00	34.099	20.999	2+686.770	2+720.870



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
6.4

TRAZO GEOMETRICO DE CURVAS. CANAL No.2

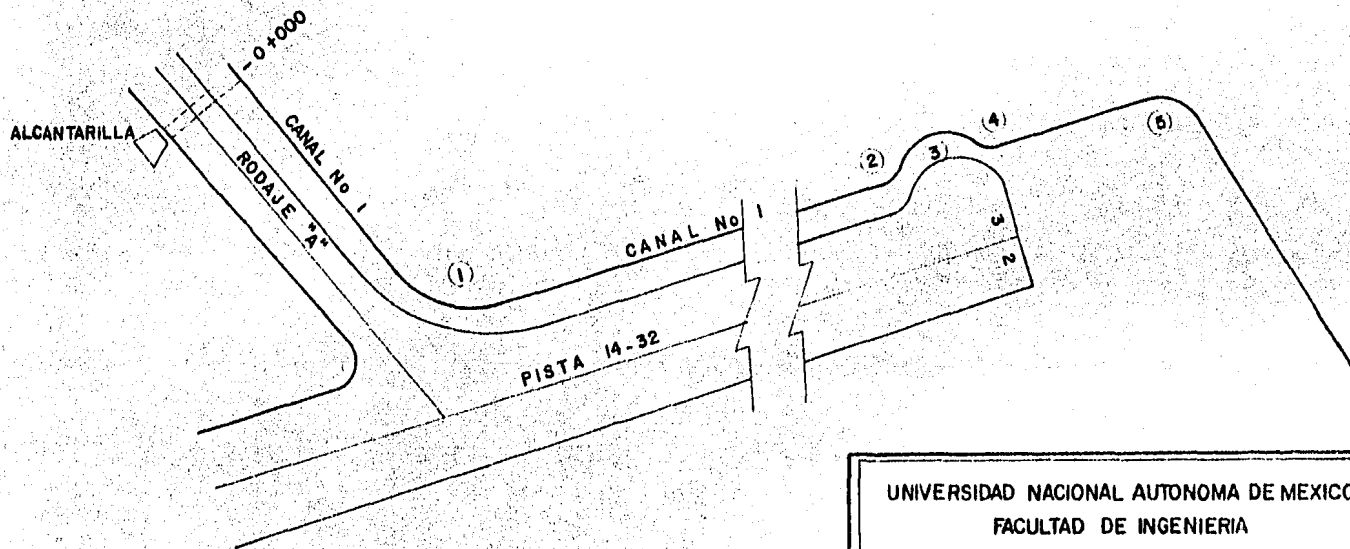
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F., JULIO DE 1984

TRAZO GEOMETRICO DE LAS CURVAS
DEL CANAL No. 1
TABLA 6.3.a.

CURVA No.	A	G	PI	R	LC	ST	PC	PT
1	30°00' IZQ	45°50'	0+259.870	25.00	13.09	6.70	0+253.170	0+266.260
2	45°00' IZQ	45°50'	1+102.050	25.00	19.63	10.36	1+091.690	1+111.320
3	90°00' DER	11°36'19"	1+210.060	98.74	155.10	98.74	1+111.320	1+267.420
4	45°00' IZQ	45°50'	1+365.160	25.00	19.63	10.36	1+266.420	1+286.050
5	45°00' DER	45°50'	1+740.050	25.00	19.63	10.36	1+729.690	1+749.320



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No
6.3

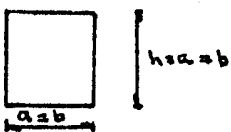
TRAZO GEOMETRICO DE CURVAS CANAL No. 1

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

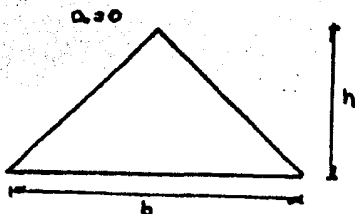
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984.

2.- Si $a = b = h$ la figura geométrica generada es un cuadrado.



3.- Si $a = 0$ $b = cte$ y $h = cte$ la figura geométrica generada es un triángulo.



Tomando las anteriores consideraciones y de los trazos se podrá obtener el valor de las áreas respectivas.

Para el cálculo del gasto deben tenerse diversas condiciones — para las áreas, como son:

A_p = Area de pavimento, corresponde a las áreas que se encuentran pavimentadas con asfalto.

A_c = Area de concreto, corresponde a las áreas que se encuentran pavimentadas o cubiertos de concreto.

A_n = Area del terreno natural, es el área que corresponde al terreno.

Estas áreas se midieron en el plano 6-A y se tabulan en la siguiente forma:

AREA TIPO No.	a (m)	b m	h (m)	AREA = $\frac{a+b}{2} \cdot h$ (m)	AREA (Ha)	OBSERVACIONES
------------------	----------	--------	----------	------------------------------------	--------------	---------------

En la tabla 6.5 se presentan los valores obtenidos.

TABLA 6.5
CALCULO DE AREAS

AEROPUERTO: SAN LUIS POSOTI, S.L.P. (SITIO RINCONADA)

R = 3.00 cm/hr

AREA TIPO No.	a (m)	b (m)	h (m)	AREA $\frac{a+b}{2} \cdot h$ (m)	AREA (Ha)	OBSERVACIONES
Ap1	110	0	70	3850	0.385	Pista 14-32
Ap2	900	940	25	23000	2.3	Pista 14-32
Ap3	440	440	11.50	5060	0.506	Rodaje "A"
Ap4	440	440	11.50	5060	0.506	Rodaje "A"
Ap5	180	180	90	16200	1.62	Plataforma
Ap6	50	50	20	1000	0.10	Plataforma
Ap7	150	150	90	13500	1.35	Plataforma
Ap8	880	880	25	22000	2.2	
Ap9	440	440	11.50	5060	0.506	Rodaje "B"
Ap10	440	440	11.50	5060	0.506	Rodaje "B"
Ap11	65	0	40	1300	0.130	
Ap12	65	0	40	1300	0.13	
Ap13	50	0	25	625	0.0625	
Ap14	320	320	17.5	5600	0.56	Pista 04-22
Ap15	320	320	17.5	5600	0.56	Pista 04-22
Ap16	35	0	35	613	0.0613	
Ap17	520	520	25	13000	1.3	Pista 14-32
Ap18	110	0	70	3850	0.385	Pista 14-32
Ap19	520	520	25	13000	1.3	Pista 14-32
Ap20	680	680	17.5	11550	1.155	Pista 04-22
An1	970	970	50	48500	4.85	
An2	90	0	50	2250	0.225	
An3	1060	1480	155	196850	19.685	
An4	1480	1625	225	194062	19.406	
An5	1625	1600	355	583088	58.308	
An6	610	610	40	24400	2.44	Entre rodajes
An7	610	215	115	47437	4.743	Entre rodajes
An8	215	70	110	15675	1.567	Entre rodajes
An9	50	370	170	35700	3.570	Entre rodaje y Pista
An10	370	375	30	11175	1.117	Entre rodaje y Pista
An11	375	400	45	17438	1.743	Entre rodaje y Pista
An12	200	210	50	10250	1.025	Entre rodaje y Pista
An13	200	200	200	40000	4.000	
An14	260	600	230	96900	9.690	
An15	375	430	50	20000	2.000	
An16	490	440	265	123225	12.322	
An17	985	445	145	103675	10.367	
An18	445	0	85	18912	1.891	
An19	60	570	270	85050	8.505	
An20	595	455	80	42000	4.200	
An21	455	0	200	45500	4.55	
An22	655	655	380	248900	24.89	
An23	270	220	230	56350	5.635	
An24	565	565	50	28250	2.825	
An25	600	600	205	188100	18.81	

6.- CALCULO DE GASTOS

Para el cálculo del gasto de los canales, se toma como base el método Racional ARMCO, que propone el Manual de Drenaje y productos de construcción (elaborado por la compañía ARMCO).

Este método se da en la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{iAR}{36f} \text{ ----- (1)}$$

donde:

R = intensidad de lluvia en cm/hr

A = Area (Ha)

i = Coeficiente de escurrimiento superficial o impermeabilidad.

Q = Gasto en m³/seg.

f = es el factor para compensar la pendiente de la superficie; la que a su vez afecta el tiempo de concentración y que --
varia de:

f = 2.0; para pendientes mayores a 1%

f = 2.5; para pendiente entre 0.5 y 1%

f = 3 ; para pendientes de 0.5 a menores.

También se conocen los valores de i (se encuentran tabulados en la tabla No. 6.6.).

TABLA No. 6.6

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR "i"
Superficies impermeables de techos.....	0.75 a 0.95
pavimentos asfaltados	0.80 a 0.95
pavimentos de concreto	0.70 a 0.90
pavimento de piedra ó ladrillo con juntas - - bien hechas	0.35 a 0.70

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR "1"
* Suelos impermeables	0.40 a 0.65
* Suelos impermeables con césped	0.30 a 0.55
* Suelos ligeramente permeables	0.15 a 0.40
* Suelos ligeramente permeables con césped ..	0.10 a 0.30
* Suelos moderadamente permeables	0.05 a 0.20
* Suelos moderadamente permeables con césped.	0 a 0.10

* PARA PENDIENTES DE 1 a 2%

De la fórmula 1, separando valores conocidos se tiene:

$$q = \frac{iR}{36f} (A) \Rightarrow \text{donde } K = \frac{iR}{36f}$$

lo que da:

$$q = KA \text{ ----- (2)}$$

La ecuación No. 2 se utilizará para el cálculo del gasto de -- todas las obras como son: Alcantarilla, canal No. 1 y canal No. 2.

Antes de calcular los gastos deben tomarse algunas considera - ciones tales como: Tomar un valor para el coeficiente de escurrimiento del pavimento asfáltico (I_p) = 0.90, se da valor 0 (cero) al coeficiente de escurrimiento del pavimento de concreto, (I_c) esto es a causa de - no existir en el aeropuerto área con pavimento de concreto asfáltico y - 0.30 al coeficiente de escurrimiento del terreno natural (I_n).

También se dá el valor de 2.5 al factor de compensación (f) se toma el mismo valor tanto para pavimento como para el terreno natural.

Conocidos estos valores, se procederá al cálculo de la constante k , esto será con base en las consideraciones anteriores, o sea, que - se calculará para pavimento o terreno natural, esto queda:

$$K = \frac{iR}{36f} \quad (\text{FORMULA GENERAL})$$

$$k_p = \frac{I_p R}{36 f_p} = \frac{0.90 (3)}{36 (2.5)} = 0.03$$

$$k_n = \frac{I_n R}{36 f_n} = \frac{0.30 (3)}{36 (2.5)} = 0.01$$

donde:

$$k_p = 0.03 \quad \text{y} \quad k_n = 0.01$$

valores utilizados para el cálculo del gasto de cada obra.

Para el cálculo del gasto de cada obra, ó sea tanto para la alcantarilla, el canal No. 1 y el canal No. 2, captarán los escurrimientos que lleguen a estos, conforme al sentido de los escurrimientos, que se observá en el plano topográfico (Plano 6-A).

Una vez obtenidos los valores requeridos se procedé al cálculo de los gastos que es el siguiente:

CALCULO PARA LA ALCANTARILLA: (ZONA VERDE)

$$Q = KA = k_p (A_{p4} + A_{p5} + A_{p8} + A_{p10} + A_{p11} + A_{p12}) + k_n (A_{n6} + A_{n7} + A_{n8})$$

$$Q = Q_{ALC}$$

En la tabla 6.7 se presentan los calculos:

CALCULOS PARA EL CANAL No. 1

$$Q_C = Q_{ALC} + k_p (A_{p2} + A_{p1} + A_{p3}) + k_n (A_{n1} + A_{n2} + A_{n3} + A_{n4} + A_{n5})$$

En la tabla 6.8 se presentán los calculos:

TABLA 6.7

CALCULO DE GASTOS

CSRA: ALCANTARILLA

AEROPUERTO: SAN LUIS POTOSI (RINCONADA)

$$Q = \frac{IR}{36f} A$$

$$K = \frac{IR}{36f}$$

$$Q = KA$$

$$I_p = 0.90$$

$$I_c = 0$$

$$I_n = 0.30$$

$$f_p = 2.5$$

$$f_c = 0$$

$$f_n = 2.5$$

$$k_p = 0.03$$

$$k_c = 0$$

$$k_n = 0.01$$

AREA TIPC No.	AREA (Ha)	K	Q m ³ /seg	Q(PARC) m ³ /seg	OBSERVACIONES
Ac3	1.88	0.03	0.049	0.049	
Ac4	1.833	0.03	0.015	0.054	
Ac5	1.8	0.03	0.056	0.13	
Ac10	0.308	0.03	0.015	0.145	
Ac11	0.18	0.03	0.004	0.149	
Ac12	0.18	0.03	0.004	0.153	
Ac5	0.44	0.01	0.004	0.177	ZONA VERDE
Ac7	0.73	0.01	0.007	0.224	ZONA VERDE
Ac8	1.337	0.01	0.015	0.240	ZONA VERDE ENTRADA DE ALCANTARILLA

13.842

TABLA 6.8

CALCULO DE GASTOS

CSRA: CAJAL No. 1

AEROPUERTO: SAN LUIS POTOSI (RINCONADA)

$$I_p = 0.90$$

$$I_c = 0$$

$$I_n = 0.30$$

$$f_p = 2.5$$

$$f_c = 0$$

$$f_n = 2.5$$

$$k_p = 0.03$$

$$k_c = 0$$

$$k_n = 0.01$$

ALCANTARILLA	AREA 13.882	K	Q	Q(PARC) 0.240	
AP2	2.3	0.03	0.069	0.309	
AP1	0.365	0.03	0.012	0.321	
AP3	0.505	0.03	0.015	0.336	
An1	4.85	0.01	0.049	0.385	
An2	0.227	0.01	0.002	0.387	
An3	19.684	0.01	0.1969	0.584	
An4	19.436	0.01	0.1941	0.778	
An5	53.308	0.01	0.5831	1.351	

CALCULOS PARA EL CANAL No. 2

$$Qc_2 = k_p (Ap_6 + Ap_7 + Ap_9 + Ap_{13} + Ap_{14} + Ap_{15} + Ap_{16} + Ap_{17} + Ap_{18} + Ap_{19} + Ap_{20}) + k_n (An_9 + An_{10} + An_{11} + An_{12} + An_{13} + An_{14} + An_{16} + An_{17} + An_{18} + An_{19} + An_{20} + An_{21} + An_{22} + An_{23} + An_{24} + An_{25}).$$

En la tabla 6.9 se observan los calculos.

CALCULO DE GASTOS

OBRA: CANAL No. 2

AEROPUERTO: S.L.P. (RINCONADA)

R: 3.00

$$Q = \frac{IR}{365} A$$

$$K = \frac{IR}{365}$$

$$\therefore Q = KA$$

AREA TIPO No.	AREA (Ha)	K	Q (m ³ /seg)	Q (PARC) (m ³ /seg)	OBSERVACIONES
Ap6	0.10	0.03	0.03	0.03	
Ap7	1.35	0.03	0.041	0.071	
Ap9	0.506	0.03	0.015	0.086	
Ap13	0.0625	0.03	0.002	0.088	
Ap14	0.56	0.03	0.020	0.108	
Ap15	0.56	0.03	0.020	0.128	
Ap16	0.061	0.03	0.002	0.130	
Ap17	1.3	0.03	0.039	0.168	
Ap18	0.385	0.03	0.012	0.181	
Ap19	1.3	0.03	0.039	0.220	
Ap20	1.155	0.03	0.035	0.255	
An9	3.570	0.01	0.036	0.291	
An10	1.117	0.01	0.011	0.302	
An11	1.743	0.01	0.017	0.319	
An12	1.025	0.01	0.010	0.329	
An13	4.000	0.01	0.04	0.369	
An14	9.890	0.01	0.099	0.468	
An15	2.000	0.01	0.020	0.488	
An16	12.332	0.01	0.123	0.611	
An17	10.367	0.01	0.104	0.715	
An18	1.891	0.01	0.019	0.734	
An19	8.505	0.01	0.085	0.815	
An20	4.200	0.01	0.042	0.861	
An21	4.55	0.01	0.046	0.907	
An22	24.89	0.01	0.249	1.156	
An23	5.635	0.01	0.056	1.212	
An24	2.825	0.01	0.028	1.240	
An25	18.81	0.01	0.188	1.428	

Ip: 0.90

Ic: 0

In: 0.30

fp: 2.5

fc: 0

fn: 2.5

kp: 0.03

kc: 0

kn: 0.01

TABLA 6.9

7.- DISEÑO DE LAS OBRAS

Obtenidas las áreas de captación y habiendo calculado los - - gastos de cada una de ellas, entoncés se calcula el gasto que transportará cada obra. Una vez tomadas éstas consideraciones se procede a diseñar cada una.

La primera obra hidráulica a diseñar, es la alcantarilla, está obra desfoga las aguas que se almacenan entre las calles de rodaje - "A" y "B", como la parte central de la pista 14-32. La alcantarilla -- atraviesa la calle de rodaje "A" en el km. 0+360 del cadenamamiento de la calle de rodaje, desembocando directamente al canal número 1 siendo su cadenamamiento (del canal) de 0+000, el gasto que aporta toda esta área - (llamada zona verde) es de 0.24 m³/seg.

Cálculo de la sección que requiere la alcantarilla:

DATOS:

$$Q = 0.240 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.05\%$$

$$n = 0.016 \text{ (tubería de lamina corrugada)}$$

Utilizando la fórmula para secciones tubulares queda:

$$Q = \frac{k}{n} d^{8/3} S^{1/2} \quad \text{(Manual de hidráulica, King)}$$

despejando d; queda:

$$d^{8/3} = \frac{Qn}{k' S^{1/2}} \Rightarrow d = \left[\frac{Qn}{k' S^{1/2}} \right]^{3/8} \quad \text{----- (1)}$$

Se supone que la tubería debe trabajar al 75% por lo que dá:

$\frac{D}{d} = 0.75$ se pasa a la tabla 9.7 en la pág. 332 del Manual de Hidráulica y se obtiene $k' = 0.264$.

Donde:

D = Tirante del agua

d = Diámetro del tubo

sustituyendo valores en la ecuación (1) queda:

$$d = \left[\frac{0.240 (0.016)}{0.284 (0.05)^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0.00384}{0.0635} \right]^{3/8} = (0.06)^{3/8}$$

$$0.348 = 0.35$$

Con el $d = 0.35$ se podrá pasar el gasto $Q = 0.240 \text{ m}^3/\text{seg.}$ pero, como no se pueden utilizar diámetros pequeños, esto es que no se puede dar el mantenimiento que requiere, se hace el cálculo para una tubería de 1.05 m. de diámetro mínimo para las alcantarillas en aeropuertos.

CALCULOS:

$$d_2 = 1.05 \text{ m}$$

se calcula k_2 de la formula:

$$k_2 = \frac{Q n}{S^{1/2} (d_2)^{8/3}} = \frac{0.240 (0.016)}{(0.05)^{1/2} (1.05)^{8/3}} = \frac{0.00384}{0.2547} = 0.015$$

Pasando a la tabla 9.7, página 332 del Manual King se obtiene que: $\frac{D}{d} = 0.15$

despejando D queda:

$$D = 0.15 d = 0.15 (1.05) = 0.1575 = 0.16 \text{ m}$$

D = 0.16 Tirante que llevará el gasto máximo de la alcantarilla.

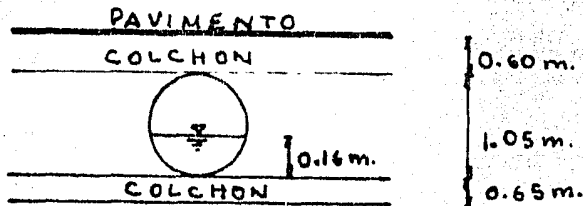
Para calcular el área hidráulica que lleva la sección, se -- utiliza la fórmula $a = cd^2$, el valor "c" se obtiene de la tabla 81, -- página 273 del Manual King. Entrando con la relación $\frac{D}{d} = 0.15$ en la tabla se obtiene $c = 0.0739$ entonces:

$$a = cd^2 = 0.0739 (1.05)^2 = 0.0776 = 0.08147 \text{ m}^2$$

la velocidad que llevará el agua en la tubería será:

$$V = \frac{Q}{a} = \frac{0.240}{0.08147} = 2.94 \text{ m/seg}$$

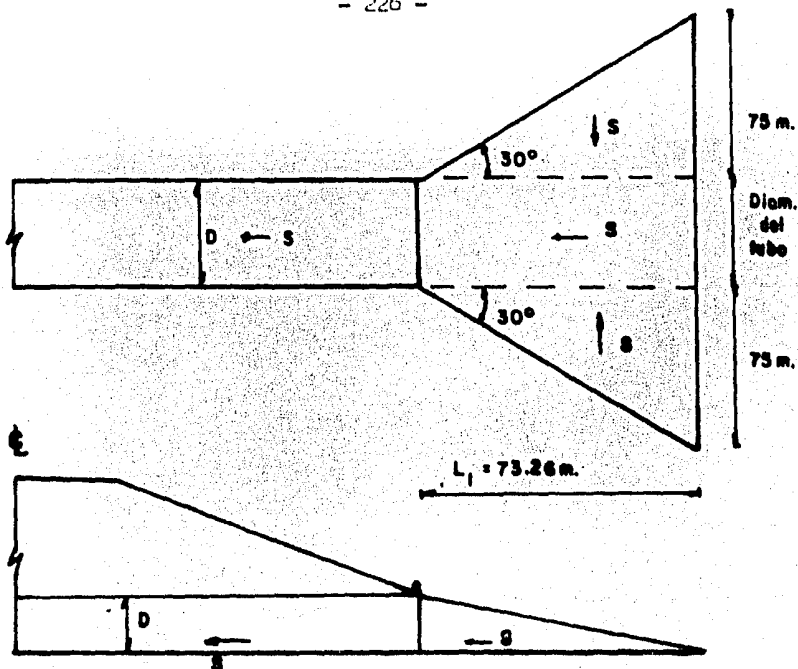
La sección queda:



La obra se recomienda sea una alcantarilla de acero galvanizada, deberá seleccionarse de acuerdo a las características, condiciones y costos que presenten las diversas compañías distribuidoras.

Calculo de la longitud (L1) al registro 1

$$L_1 = (260 - \frac{75}{\cos 30^\circ}) \tan 15^\circ = 73.26 \text{ m.}$$



DISEÑO DEL CANAL No. 1

El canal No. 1, inicia en el Km. 0+360 cadenamiento de la calle de rodaje "A", continuando su trazo paralelamente a está, el canal continua su trayectoria por los contornos de la pista principal hacia la cabecera 32, continuando hasta descargar lejos de la cabecera. La longitud total del canal es de 2240 m.

Las condiciones del canal son las siguientes: el canal no se revestira, de concreto se piensa que parte del gasto se infiltra en el terreno, además a causa de las condiciones topográficas, la pendiente del canal será pequeña ($s = 0.001$).

Como el material de la zona es granular, la inclinación ϕ del material ordenadamente angulares es de 38° .

Para el diseño, se utiliza la fórmula de Manning, para obtener el tirante de la sección se realizará por tanteos; como el canal esta cerca de las aeropistas este debe ser lo más imperceptible posible, por lo cual se tendrán taludes laterales de 7×1 . También se debe pensar

que la profundidad del canal sea mínimo, por lo que su plantilla será bastante ancha, se considera $b = 5.00$ m.

A continuación se realizarán los cálculos para el canal No. 1.

DATOS:

$$Q = 1.36 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$n = 0.035$ (canales excavados ó dragados en tierra, con curvas y en regimen lento).

$$S = 0.001$$

$$b = 5.00 \text{ m.}$$

FORMULAS:

$$Q = \frac{1}{n} A R^h S^{1/2}$$

$$k = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}}$$

$$\phi = \text{ang } \tan = \frac{1}{R}$$

$$A = by + ky^2$$

$$P_m = b + 2 \sqrt{1 + k^2} y$$

$$R_h^{2/3} = \frac{A}{P_m}$$

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

$$R_h^{2/3} = \left[\frac{by + ky^2}{b + 2 \sqrt{1 + k^2}} \right]^{2/3}$$

CALCULOS:

$$\phi = \text{ang } \tan = \frac{1}{7} = 9.030$$

$$k = \cos (9.03) \sqrt{1 - \frac{(\tan 9.03)^2}{(\tan 30)^2}} = 0.0899 \sqrt{1 - \frac{0.020}{0.0462}} =$$

$$0.968$$

$$k = 0.97$$

haciendo la siguiente igualdad:

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = AR_n^{2/3} \Rightarrow \frac{1.361 (0.035)}{(0.001)^{1/2}} = AR_n^{2/3}$$

$$1.50635 = AR_n^{2/3}$$

Para obtener el tirante se realizarán tanteos, como se muestra en la siguiente tabla:

$$k = 0.97$$

$$b = 5.00 \text{ m}$$

Y	by	ky ²	A	$2\sqrt{1+k^2}y$	P m	Rh ^{2/3}	Ar ^{2/3}	
1	5	0.97	5.97	2.786	7.786	0.8377	5.00	➤ 1.50635
0.5	2.5	0.24	2.74	1.39	6.39	0.57	1.5580	≠ 1.50635

$$\therefore y = 0.50 \text{ m.}$$

Calculo del gasto que se transporta con el tirante de 0.50 m.

$$Q_1 = \frac{1}{n} AR_n^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.035} 2.74 (0.57) (0.001)^{1/2} = 1.4110 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$Q_1 \cong Q$ por lo cual se acepto $y = 0.50$ de donde la sección queda:

la velocidad del gasto es:

$$V = \frac{1}{n} R_n^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.035} (0.57) (0.001)^{1/2} = 0.51 \text{ m/seg.}$$

Velocidad permisible para que no exista erosión en el suelo.

CALCULO DEL CANAL No. 2

El cálculo del canal No. 2 se realizó tomando las mismas consideraciones que para el canal No. 1 por lo cual, se tomarán los datos -- n, s, del canal No. 1, sufriendo cambios en el Q = 1.428 por lo -- cual:

- n = 0.035
- S = 0.001
- = 38°
- = 9.03

Sustituyendo valores queda:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{1.428 (0.035)}{(0.001)^{1/2}} = 1.5805$$

Se tomará como base la tabla que se uso para el Canal No. 1

K = 0.92

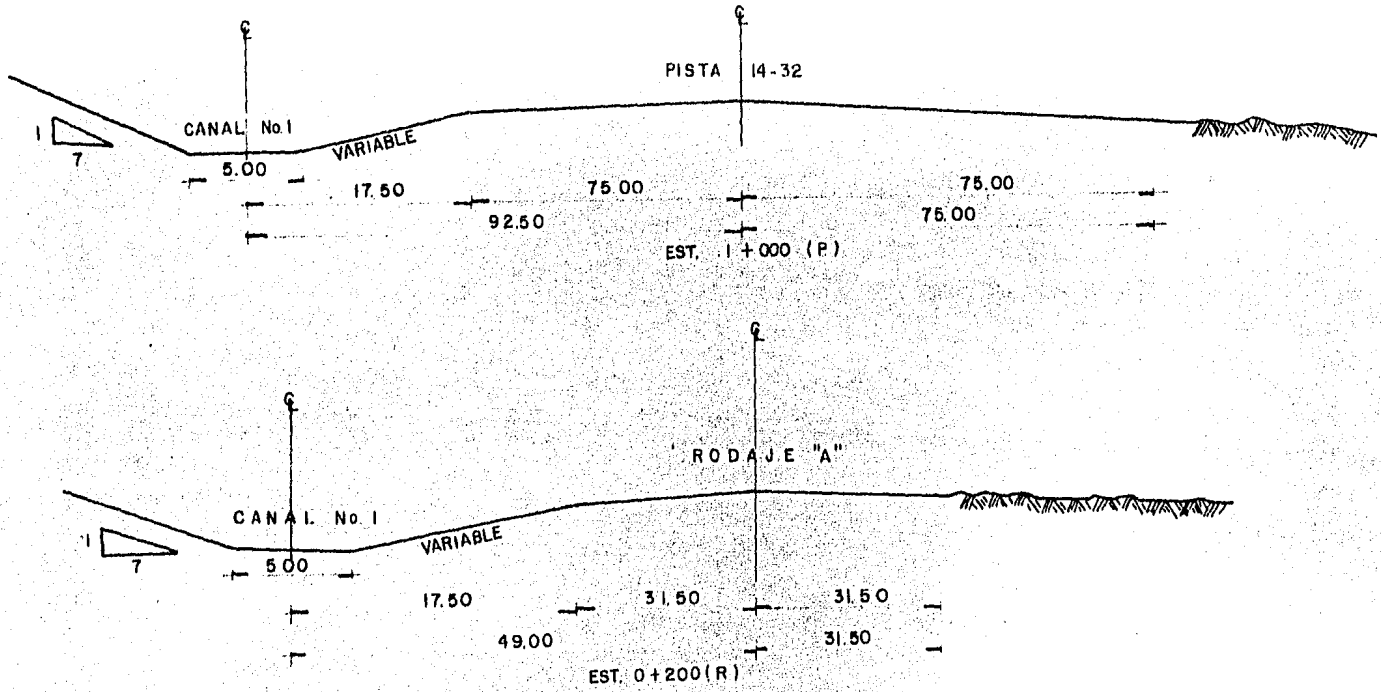
b = 5.00 m.

Q = 30°

y	by	ky ²	A	2√(1+k ²)y	Pm	VR ^{2/3}	ARn ^{2/3}	
1	5	0.97	5.92	2.786	7.786	0.6377	5.00	→ 1.5805
0.5	2.5	0.24	2.74	1.39	6.39	0.37	1.5560	→ 1.5805
0.60	3	0.582	3.592	1.67	6.57	0.66	2.364	→ 1.5805
0.55	2.75	0.53	3.28	1.53	6.53	0.63	2.05	→ 1.5805

En base a la tabla se considera que el tirante será 0.5 m. --
aumentandole el bordo libre se dará la misma sección que para el canal-
No. 1.

De lo que se concluye que la sección del canal No. 1 y del --
canal No. 2 son iguales. Esto se puede observar en la fig. 6.5 donde --
se indican las secciones transversales del canal No. 1 y en la fig. --
6.6 las del canal No. 2.

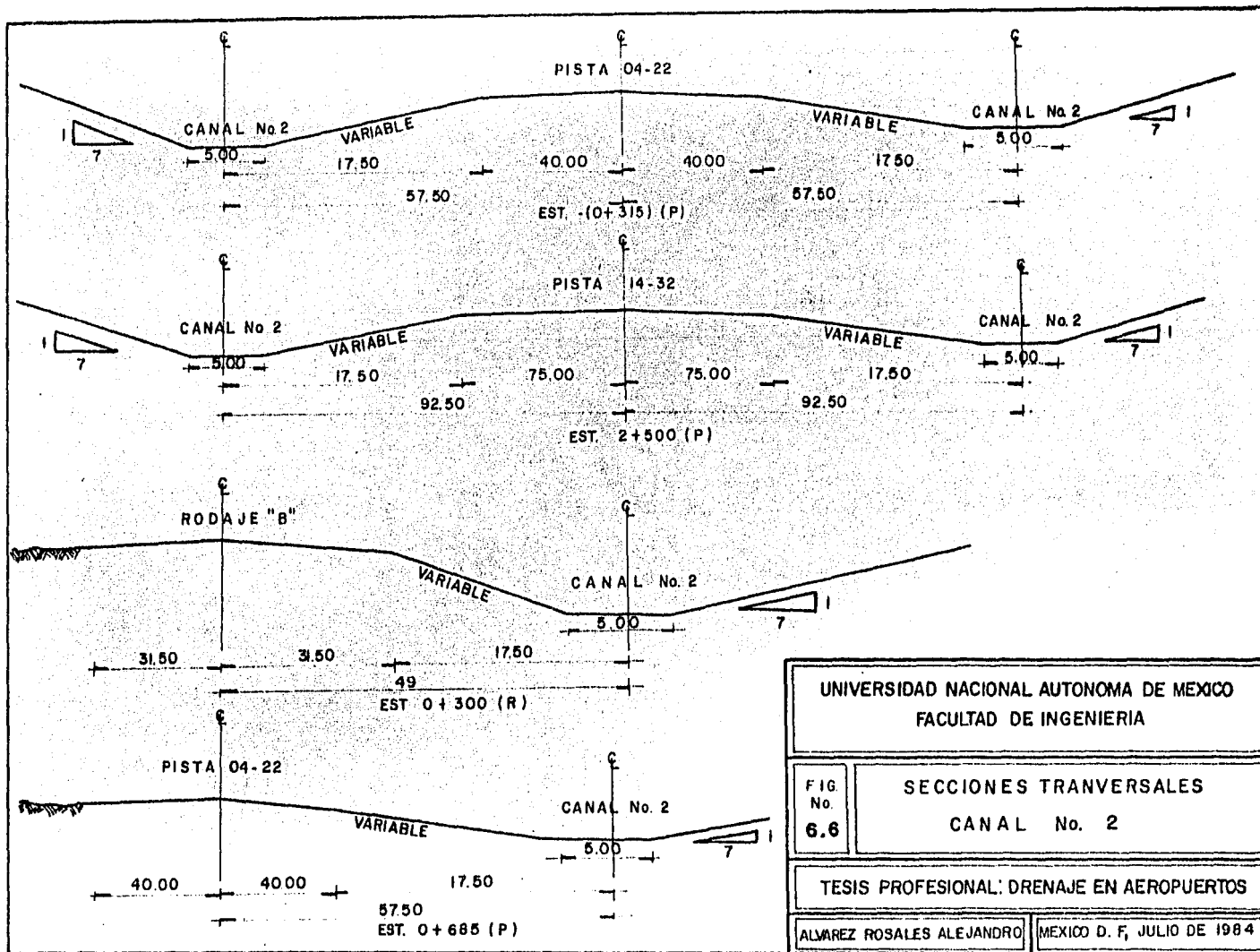


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 6.5
SECCIONES TRANSVERSALES
CANAL No 1

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO | MEXICO D.F. JULIO DE 1984.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.
6.6

SECCIONES TRANSVERSALES
CANAL No. 2

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D. F. JULIO DE 1984

NOMENCLATURA DE LOS SERVICIOS

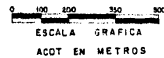
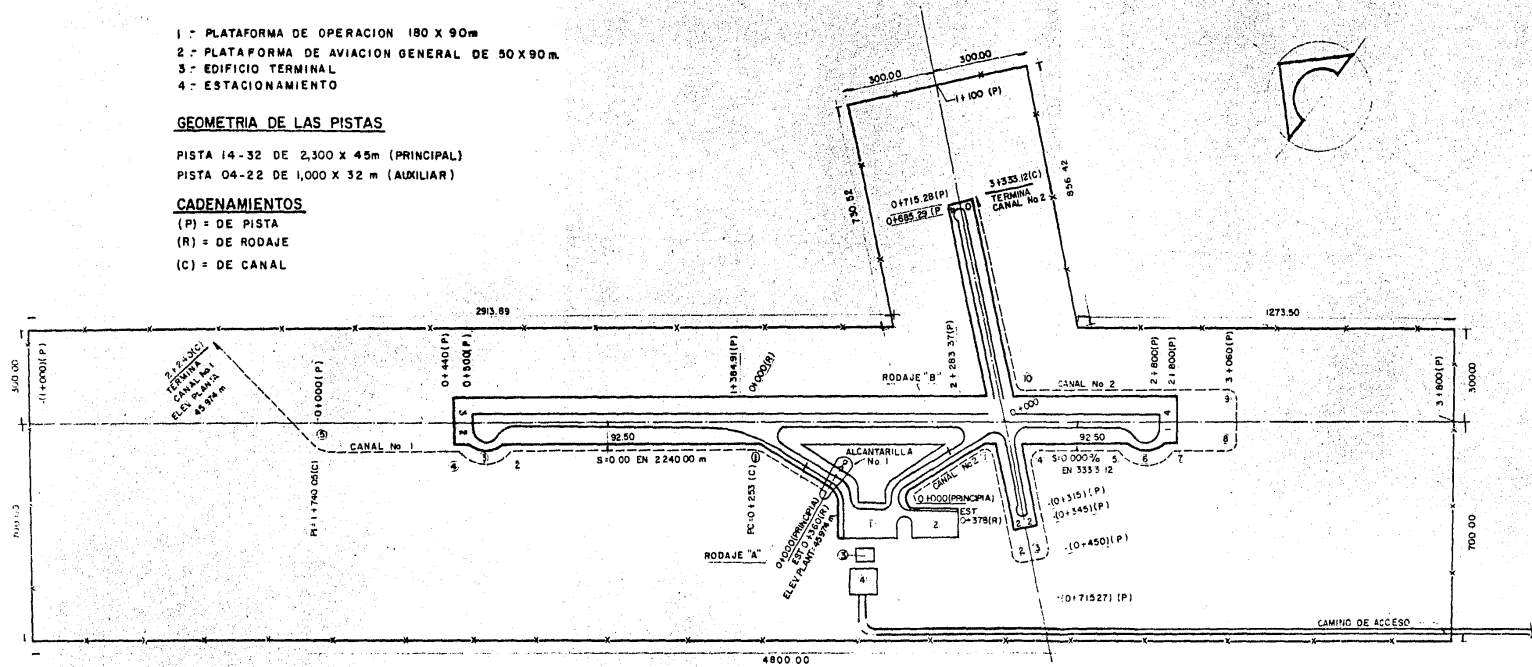
- 1 - PLATAFORMA DE OPERACION 180 X 90m
- 2 - PLATAFORMA DE AVIACION GENERAL DE 50 X 90m.
- 3 - EDIFICIO TERMINAL
- 4 - ESTACIONAMIENTO

GEOMETRIA DE LAS PISTAS

- PISTA 14-32 DE 2,300 X 45m (PRINCIPAL)
- PISTA 04-22 DE 1,000 X 32 m (AJUJAR)

CADENAMIENTOS

- (P) = DE PISTA
- (R) = DE RODAJE
- (C) = DE CANAL



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG No 6-B	PLANO GENERAL DE DRENAJE.
TESIS PROFESIONAL DRENAJE EN AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO - 5 JULIO DE 1981

CAPITULO VII

CASOS ESPECIALES

Se han mencionado los distintos procedimientos, para evacuar las aguas del área del aeropuerto, ya sea utilizando las condiciones - - topográficas, geológicas, orográficas, climatológicas y otras. Pero en ocasiones no se pueden realizar, a consecuencia de características particulares del aeropuerto.

Como la localización de los aeropuertos se hace por lo general, en valles o terrenos planos, se encontrará sujeto a recibir el agua superficial proveniente de las cuencas tributarias, en algunas ocasiones se - - localizan en mesetas u otro terreno elevado.

Esta agua deberá interceptarse inmediatamente al pie de las - - vertientes, mediante las obras de drenaje que se requerirán. A las zanjas ó corrientes que crucen los terrenos, deben desviarse hacia las orillas o entubarse en conductos de resistencia y diámetros adecuados.

Así como lo anteriormente expuesto pueden haber diversos problemas especiales y esto se basara en las condiciones y tipo del aeropuerto.

Al diseñarse los sistemas de drenaje pluvial, subterráneo y - - sanitario, se deberá decidir hacia donde será la descarga de las mismas, - pero en ocasiones resulta difícil realizarla ya sea por problemas topográficos, geológicos o ecológicos. Entonces, es necesario concentrar las - - aguas de una zona, en un punto adecuado, desde el cual pueden ser elevadas con bombas. Lo anterior se logra descargando estos, a un pozo de - - recepción o cárcamo de bombeo. Uno de los objetivos principales de los - pozos de recepción, es actuar como un depósito regulador, para reducir al - mínimo las fluctuaciones de carga de las bombas. El pozo de recepción - - actúa como una cámara de succión, de la cual las bombas extraen el agua. El pozo debe estar localizado tan alto como lo permiten las condiciones -

locales, y el piso debe estar inclinado hacia el punto de succión de las bombas, para evitar la acumulación de sedimentos en el piso del pozo.

El cárcamo puede estar recubierto ó no, esto es de acuerdo a las condiciones geológicas, así como de la importancia del aeropuerto.

Si las características geológicas lo permiten y el volumen de descarga es pequeña se puede dejar el cárcamo sin revestimiento y se utilizará como fosa séptica, donde se descargará por filtraciones al terreno natural. Pero en caso contrario se revestirá de concreto hidráulico-reforzado, para que no se presenten filtraciones que puedan dañar la geología del lugar.

A continuación se dará un ejemplo sencillo del diseño de un cárcamo.

DISEÑO DE UN CARCAMO

Para estar en posibilidad de diseñar un cárcamo es necesario conocer el gasto que se generará en todos los canales que conduzcan hacia esta estructura en el tiempo de concentración (T_r), este caudal es posible determinarlo por medio de lo que se conoce como una superposición de hidrogramas para diferentes secciones de acuerdo con las áreas tributarias que le correspondan. El método más comúnmente usado para este fin es el denominado racional gráfico para escurrimiento de aguas superficiales, que a continuación presentare con una serie de observaciones durante su desarrollo.

Para poder aplicar este procedimiento y ser mejores sus resultados se requiere conocer, además de los gastos en cada caudal, características tales como pendiente, longitud, sección y velocidad de los mismos, además de tener que hacer un estudio hidrológico de la zona drenada para estar en posibilidad de conocer los siguientes conceptos:

a).- Intensidad de la lluvia, que como va difiniendo es la varia-

ción del volumen total de lluvias con respecto al tiempo, definiéndose este concepto matemáticamente de la siguiente forma:

$$\lim \frac{dh}{dt} ; dt \rightarrow 0$$

donde:

t = período de tiempo en el cual se generó la lluvia

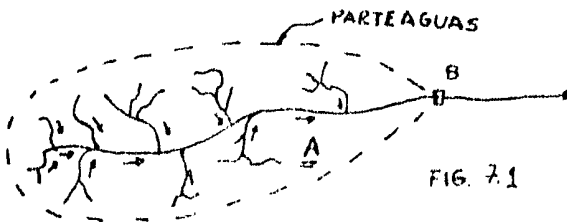
b = altura de lámina de agua durante la tormenta que se ha elegido para efectuar el diseño.

b).- Duración de la lluvia de la tormenta elegida, entendiendo por este concepto el intervalo de tiempo definido por el comienzo y el fin de la tormenta, representándose por (Td).

c).- Tiempo de concentración (Tr), que es el lapso que tarda en llegar una gota de agua desde la zona más alejada del parteaguas al punto considerado.

Es evidente que estas tres características se vean reflejadas en la representación de un hidrograma como se podrá apreciar más adelante.

Supongamos que se tiene una cuenca de área A (Como la que se muestra en la figura 7.1) y se desea obtener el gasto en la sección (B) del área drenada, en el momento en que se produce una tormenta "A" y suponiendo que las corrientes que drenan a esta cuenca no tengan un gasto base, o sea el caudal aportado por las aguas subterráneas; el gasto en la sección (B) tendría un compartimiento semejante al que se muestra en el hidrograma marcado con la fig. 7.2, en donde se puede apreciar que el gasto Q aumenta desde un valor Q = 0 hasta el valor de la Q Max. y finalmente llega a ser 0.



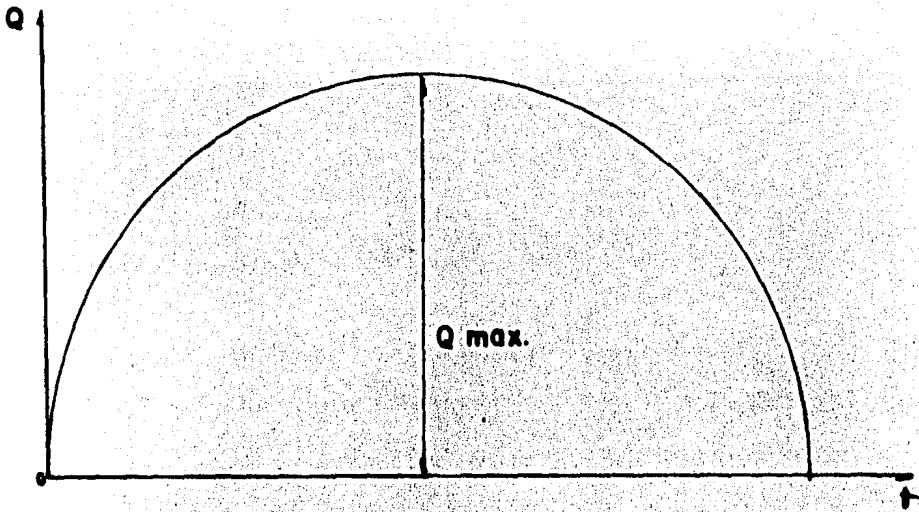


Fig. 7.2

Si suponemos que la intensidad de la lluvia es uniforme sobre toda la cuenca, el hidrograma puede adoptar la forma que se muestra en el hidrograma de abajo (fig. 7.3).

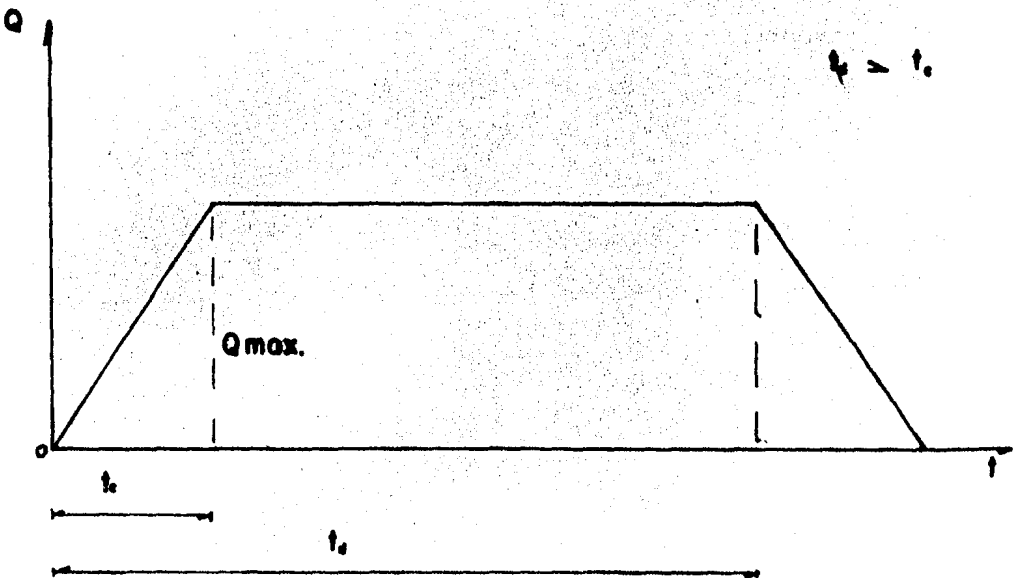


Fig. 7.3

De acuerdo con el hidrograma de la fig. 7.3 se puede apreciar claramente que el tiempo de duración de la tormenta es mayor que el tiempo de concentración, y que el tiempo mínimo de duración de la tormenta para alcanzar el gasto máximo debe de ser, por lo menos igual al tiempo de concentración. Debiéndose de mantener esta condición hasta que cesa la lluvia.

Una vez que se ha explicado los conceptos, acerca del funcionamiento y construcción de los hidrogramas; se describirá el método de acuerdo con los principios de la superposición de hidrogramas.

El primer paso consiste en la construcción de los hidrogramas para las diferentes secciones de los canales de acuerdo con sus áreas tributarias, se puede decir que estos hidrogramas parten todos del mismo punto; es decir con un gasto inicial $Q = 0$ y cada uno posee un tiempo de concentración diferente el cual se verá reflejado en la forma del hidrograma.

El segundo paso consiste en representar en unos ejes comunes la superposición de los hidrogramas tomando en cuenta su tiempo de concentración, dibujando a estos con un determinado defasamiento, producto de sus diferentes tiempos de concentración, hasta estar en posibilidad de obtener la ordenada de dicha superposición correspondiente al tiempo de duración total de la tormenta; obteniéndose así el gasto que nos dejará en posibilidad de conocer la capacidad del sistema de bombeo, que se requiere instalar para la evacuación del agua que se puede acumular en el cárcamo.

Ahora, el gasto total de escurrimiento que llega al cárcamo está dado por la siguiente relación:

$$Q = K.A.i$$

en donde:

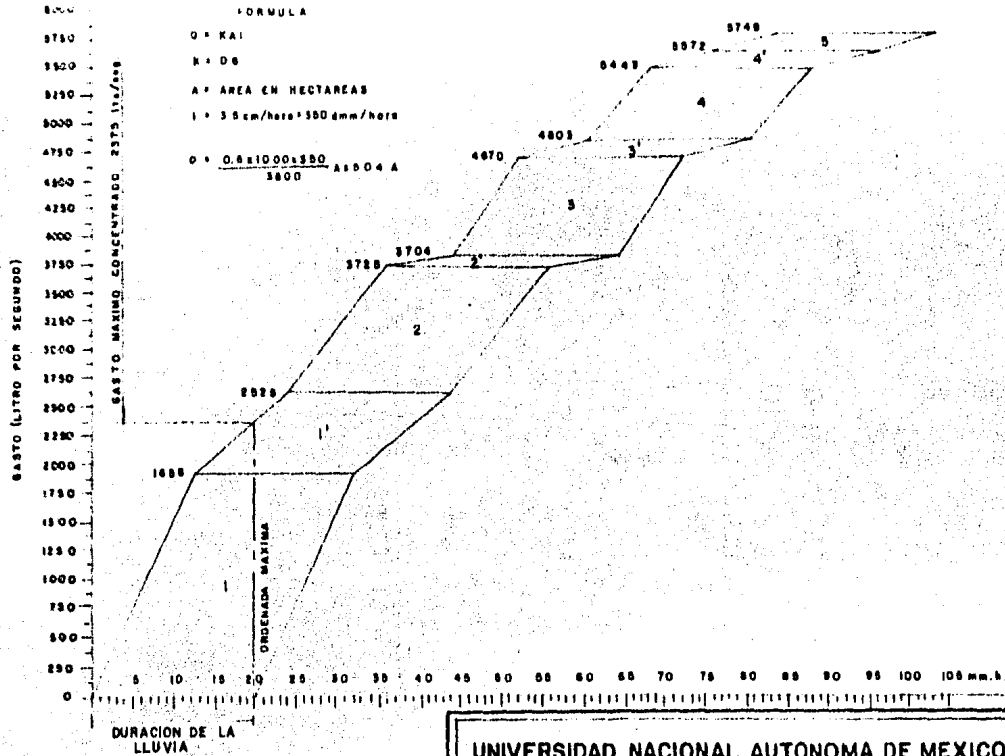
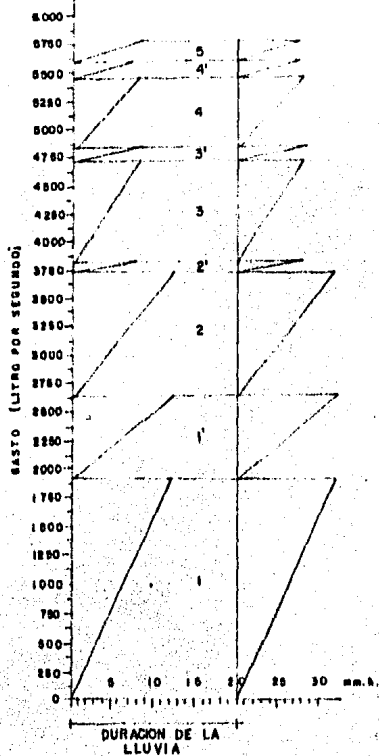
A = área en hectáreas

K = coeficiente de escurrimiento abstracto

i = intensidad de la precipitación en cm/hr

El coeficiente de escurrimiento K, en realidad es una variable que fundamentalmente depende de las características de los suelos — como son su permeabilidad y el grado de humedad en que se encuentre. — Este coeficiente para zonas que están construidas se puede considerar — que tiene un valor de 0.6 y para zonas consideradas como industriales — se le asigna un valor de 0.5.

Para la presentación del ejemplo se tomó una tormenta que — tiene una duración de 20 minutos, tiempo suficiente para que se genere — la acumulación del gasto máximo. Como puede apreciarse en la fig. 7.4. Se construyeron los hidrogramas para cada canal en particular asocián — dolbs a la duración total de la tormenta, para posteriormente superpo — ner los hidrogramas tomando en cuenta el tiempo de concentración de ca — da uno, mismo que produce el defasamiento que se puede apreciar en la — fig. mencionada, y una vez que se ha construido esta representación se — puede apreciar el gasto que se acumularía en el cárcamo para la dura — ción de 20 minutos apreciándose, en este caso en particular, que el men — cionado gasto $Q = 2.375 \text{ m}^3/\text{seg.}$ caudal aportado por el sistema de cana — les que forman las obras de drenaje mostradas en la figura 7.5.

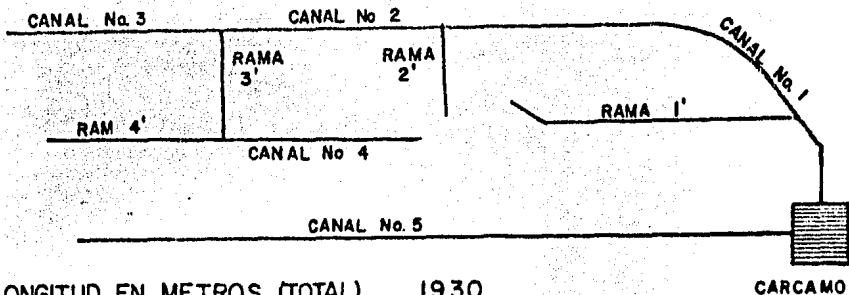


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 7.4
HIDROGRAMA PARA CANALES ASOCIADOS.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO MEXICO DF, JULIO DE 1984



- 1: LONGITUD EN METROS (TOTAL) 1930
 2: SUPERFICIE EN HECTAREAS 244
 3: TIEMPO DE CONCENTRACION EN MINUTO 17

TRAMOS		SUPERFICIE EN HECTAREAS	GASTOS Lts/seg	ACUMULATIVOS		GASTO CONCENTRADO
TRAMO	RAMA			SUPERFICIES	GASTOS	
1		5	1945	5	3749	2375
	1'	100	730	105	730	703
2		47	1100	152	3124	2375
	2'	5	69	157	69	69
3		6	876	163	1955	2375
	3'	24	133	187	135	133
4		30	640	217	946	2375
	4'	15	129	232	129	129
5		12	177	244	177	2375

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 7.5 SISTEMA DE DRENAJE PARA EL CARCAMO.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF, JULIO DE 1984.

siendo este gasto el que determinará el equipo de bombeo necesario para el cárcamo. Posteriormente se obtiene el gasto total, aplicando la fórmula descrita:

$$Q = K.A.i$$

reemplazando los valores que conocemos nos resulta que:

$$K = 0.60$$

$$A = 463 \text{ Ha.}$$

$$i = 3.5 \text{ cm/hora, lo que equivale a } 350 \text{ dm./hr}$$

$$Q = \frac{0.60 (1000) 350}{3600} = 5840 \text{ m}^3 \text{ (ha)}$$

$$Q = 5840 (463) = 27000 \text{ lts/seg}$$

Finalmente el volumen total para la duración de la tormenta de 20 minutos será igual a:

$$V_t = 27000 \text{ lts/seg (0.60 seg) } 20 \text{ min.}$$

$$V_t = 32400000 \text{ lts.}$$

lo que equivale;

$$V_t = 32400 \text{ m}^3$$

Una vez obtenido el volumen a evacuar; producto de las aguas superficiales, por medio de bombeo, se obtendrán las dimensiones del cárcamo, pero estas se darán en base al criterio del diseñador. Las dimensiones del cárcamo deberá ser lo más económico posible, así como se puede contemplar el diseño de una ó varios tanques esto se hará en base al volumen que se requiere desalojar, además se deberá proponer y calcular el número de bombas que requerirá el cárcamo. El calculo de las dimensiones no se darán por considerar que pueden ser diversas las soluciones.

La evacuación de las aguas negras es uno de los principales problemas cuando no se cuenta con los recursos económicos para la colocación de una planta de tratamiento, debe pensarse que las aguas negras pueden evacuarse, sea con tratamiento previo o sin el, según la capacidad del agua o del terreno que las reciban, para admitir la carga que se coloque en ellos sin causar perjuicios. La evacuación en agua, que es el método más común, se llama evacuación por dilución. La evacuación sobre el terreno, se llama riego a manta ó por invadación, ó en ocasiones, saneamiento agrícola según el objetivo del método de evacuación. La evacuación subterránea o sub-superficial, se aplica principalmente a pequeñas cantidades de aguas negras, y no se practica comúnmente.

A continuación se dará una explicación somera de estos métodos:

EVACUACION POR DILUCION.- La evacuación de las aguas negras por dilución consiste en descargar aguas negras naturales o brutas, o los líquidos procedentes de las instalaciones de tratamiento, en una área de agua de suficiente magnitud para que no produzcan molestias a los sentidos y se eviten daños a la salud pública. Es esencial un conocimiento de las condiciones que se requieren para una evacuación satisfactoria por dilución, para poder comprender los objetivos de todos los procesos de tratamiento de las aguas negras. Si las aguas negras pudieran arrojarse a cualquier corriente, no sería necesario el tratamiento. Las limitaciones respecto a las características de los líquidos residuales que pueden arrojarse a las corrientes naturales no son uniformes, pero en general, cuando no haya riesgo a la ecología del lugar las aguas negras deben recibir, por lo menos, un tratamiento primario que reduce los sólidos en suspensión.

Entre las condiciones necesarias para una satisfactoria evacuación por dilución figuran: la existencia de corrientes adecuadas que eviten la sedimentación y conduzcan las aguas negras lejos, antes que se inicie la putrefacción, o un volumen suficiente de agua de di-

lución rica en oxígeno disuelto, para evitar la putrefacción y mantener peces y otros seres vivos, un tipo de aguas negras recientes o no sépticas y ausencia de corrientes de retroceso, o de remansos tranquilos, favorables a la sedimentación en la corriente donde se está realizando la descarga. Las condiciones que deben evitarse son, los olores desagradables, debido a la formación de bancos de lodo, el desprendimiento de gases sépticos, los sedimentos sobre las orillas el excesivo agotamiento del oxígeno, el cambio de color permanente, la presencia de peces muertos ó restos de peces y la presencia de materiales flotantes o en suspensión. En la mayor parte de los casos, debe impedirse que penetren organismos patógenos en las aguas superficiales evitando la difusión de enfermedades.

La autopurificación de las corrientes se debe a dilución, sedimentación, reducción, oxidación y acción de la luz solar. Los efectos son físicos, químicos y biológicos.

La temperatura, la turbulencia y la hidrografía de la corriente son factores físicos importantes para su autopurificación. Afectan mucho a la acción de todos los factores antes mencionados, con excepción de la dilución.

La sedimentación, la oxidación y el efecto de la luz solar, en unión de las actividades físicas, químicas y biológicas, son incrementadas cuando aumenta la temperatura.

Cuando se descarga materia orgánica putrescible en agua, los restos de esa materia orgánica se reduce por su dispersión a causa de la dilución. Si la dilución es suficiente, ella sola puede evitar todo perjuicio. Como se unen a la corriente principal afluentes terrestres o superficiales y corrientes subterráneas, la creciente dilución dispersa todavía más los sólidos de las aguas negras, dando lugar a una autopurificación a través de la dilución.

La oxidación de la materia orgánica, empieza después de su descarga en el agua de dilución, debido al desarrollo y la actividad de los organismos oxidantes y en menor grado a las reacciones químicas. En tanto exista suficiente oxígeno en el agua, no habra condiciones sépticas y no se percibirán olores desagradables. Cuando la materia orgánica este completamente nitrificada u oxidante no habrá ya más demanda de oxígeno y se dirá que la corriente se ha purificado por sí misma.

Inundación y riego con aguas negras.- La inundación con aguas negras consiste en derramarlas sobre la superficie del terreno, para ser evacuado por las zanjas superficiales de drenaje, donde se evapora una parte, filtrandose el resto.

El riego con aguas negras, es una inundación destinada a la producción de cosechas. La inundación puede hacerse satisfactoriamente sin intentar la obtención de ninguna cosecha, pero se practica rara vez, - - pues de las cosechas se pueden obtener algunos ingresos e incluso beneficios. La inundación y el riego con aguas negras, difieren de la filtración intermitente en arena: en la intensidad de la aplicación en el método de preparación del área sobre la cual se van a tratar y los cuidados de la operación. En la inundación y la filtración intermitente en arena, la consideración principal es la evacuación satisfactoria de las aguas negras.

Los cambios que se registran en las características de las - - aguas negras, a causa de su filtración a través del terreno, son las mismas que se observan en la filtración aeróbica y la naturaleza del agua drenada por debajo del suelo, es semejante a la del agua que pasa por un filtro intermitente de arena. Puede descargarse en un cauce seco, sin producir ningún perjuicio. El riego con aguas negras no es ni especialmente beneficioso, ni especialmente nocivo para los suelos.

Una vez descrito los diversos problemas, procederé a describir-

algunos sistemas de drenajes que se propusieron como solución en aeropuertos, que he considerado será interesante analizar.

La descripción de los ejemplos que se estudiarán se llevará a cabo tomando en cuenta cuatro aspectos generales, para poder tener un panorama global del problema y estar en posibilidad de entender el funcionamiento de cada estructura en particular. La secuencia que se seguirá en la presentación de los ejemplos es la siguiente:

- 1.- La descripción topográfica del terreno dentro de los límites del aeropuerto.
- 2.- Ubicación de las obras de drenaje dentro del aeropuerto
- 3.- Funcionamiento del sistema de drenaje, en el momento de presentarse una tormenta.
- 4.- Conclusiones acerca del sistema de drenaje.

El primer caso que se analizará será el nuevo aeropuerto de la Cd. de Tapachula, Chis., mismo que está localizado dentro de la zona de más precipitación pluvial en la República Mexicana.

NUEVO AEROPUERTO DE TAPACHULA, CHIAPAS.

1.- DESCRIPCIÓN TOPOGRÁFICA DEL TERRENO

En función de las características climatológicas de la zona en donde se pretende construir esta obra, se puede pensar que debería de poseer un sistema de drenaje sumamente complicado; pero gracias a la ubicación que se le dió a las zonas pavimentadas, con respecto al terreno circundante, el sistema se simplificó al máximo, circunstancia que se explica debido a que la pista fue colocada con lo que se denomina máxima pendiente. Este término significa que el eje de la pista se construye normalmente en la dirección en que descienden las curvas de nivel, observándose así que la franja pavimentada tiene una pendiente descendente similar a la del terreno natural circundante. Esto implica

una gran ventaja para la protección de las obras del efecto del agua -- producto de la precipitación, como más adelante se explicará al analizar el funcionamiento del sistema de drenaje propuesto para Tapachula.

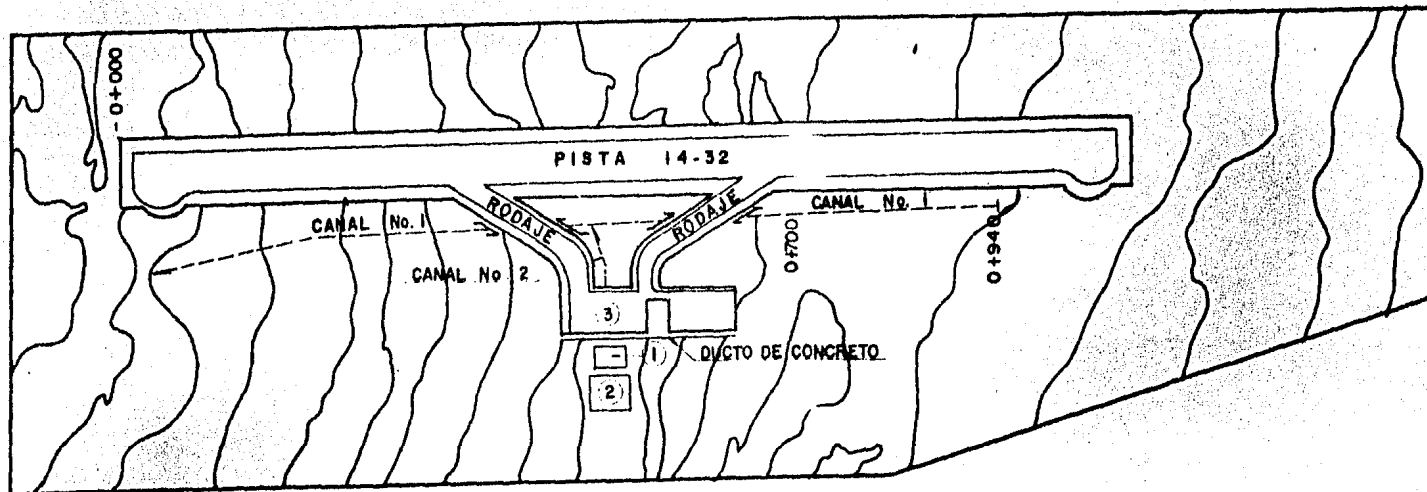
2.- UBICACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE DENTRO DEL AEROPUERTO

Para describir cuales son las obras existentes en esta zona y poder localizarlas en la fig. 7.6, es importante mencionar que tomaremos como origen el principio de la zona pavimentada a la que le corresponde el Km. 0+000, para apoyarnos en esta referencia y hacer mención en el Km exacto en donde se localiza cada estructura en particular, respetando -- este mismo procedimiento para todos los sistemas de drenaje que se analizarán.

A la altura del Km. 0+940 a la izquierda de la franja pavimentada comienza el canal núm. 1, extendiéndose hasta el final del pavimento, en el trayecto este canal atravieza dos alcantarillas mismas que les sirven para librar las dos calles de rodaje.

El canal núm. 2 está localizado a la derecha de la calle de rodaje. Su longitud está comprendida entre la pista y el canal núm. 1, -- contando con un total de 320 m. Forma parte de esta estructura el ducto de concreto alojado a lo largo de las plataformas de operaciones y aviones, mismo que tiene una longitud total de 360 m., y que capta las -- aportaciones que se precipitan sobre las mencionadas plataformas. Curiosamente en este sistema de drenaje interviene un cauce natural localizado a la altura del Km. 0+700 del eje de la pista, cuya dirección es paralela a la calle de rodaje núm. 1, contando con una longitud de 300 m.

Estas son las estructuras con que cuenta el sistema de evacuación de aguas del aeropuerto de Tapachula, mismas que sólo han sido descritas y se procedera a estudiar su funcionamiento en seguida.



- 1.- EDIFICIO TERMINAL
- 2.- ESTACIONAMIENTO
- 3.- PLATAFORMAS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG No 7.6 PLANTA GENERAL DE DRENAJE.
AEROPUERTO: TAPACHULA CHIS.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D F, JULIO DE 1984.

3.- FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE EN EL MOMENTO DE PRESENTARSE UNA TORMENTA

Para entender mejor la forma como se drenan estas obras se analizará el funcionamiento de las estructuras antes citadas a partir de suponer la presencia de la tormenta elegida para el diseño. Al producirse esta el agua comenzaría a escurrir paralelamente al eje de la pista del Km. 0+000 hasta el Km. 0+600, y precisamente en este punto a la izquierda de la zona pavimentada en donde el agua sufre una desviación producto de una alteración de las curvas de nivel, proyectándose de esta forma sobre la calle de rodaje núm. 1, siendo precisamente en esta zona donde el agua es interceptada por el cauce natural, conduciendo esta estructura a su caudal hasta la entrada del canal núm. 1.

El canal núm. 2 recolectará el agua que se precipita en el espacio comprendido entre la calle de rodaje, pista y canal núm. 1, para conducir este volumen hasta el canal núm. 1 para que sea éste el que finalmente lo saque fuera de la zona donde podría causar alguna dificultad.

El ducto de concreto a lo largo de las plataformas va a interceptar toda el agua que se precipita sobre estas, mismas que puede ser un volumen considerable si se toma en cuenta que en esta zona no existen pérdidas por el fenómeno de infiltración; siendo esta estructura la encargada de conducir este caudal hasta el final de las plataformas y descargarla en el terreno natural y permitir que el agua siga su cauce natural.

Por último el canal núm. 1, es la obra que se encarga de recoger toda el agua que transporta el cauce natural, así como el caudal que circula a través del canal núm. 2, y toda la precipitación que llega al 50% de la superficie pavimentada, la cual se drena hacia los lados, producto del bombeo que se le da a estas franjas; finalmente

conduce a todos estos gastos hasta la parte final de la pista, lugar donde los desemboca al terreno natural sin que causen ningún daño a los inmuebles del aeropuerto.

4.- CONCLUSIONES ACERCA DEL SISTEMA DE DRENAJE

Como se puede observar en este sistema, los canales y estructuras están colocados de tal forma que no conduzcan un gasto considerable, circunstancia que es posible; gracias a la topografía favorable, la cual beneficia a este aeropuerto en particular. Es evidente que la colocación de la pista con respecto al terreno natural es la que dió como resultado una situación inmejorable para el drenado de las aguas producto de las lluvias. Tomando en cuenta que la región de Tapachula Chis., es la zona que más precipitación recibe durante el año, se concluye que la solución propuesta es totalmente adecuada y que el funcionamiento de las estructuras es óptimo, debido a que éstas trabajan con un gasto muy pequeño en una región que por sus características de precipitación se podría esperar todo lo contrario, situación que no deja lugar a dudas de la correcta ubicación de las obras de drenaje con respecto a las zonas pavimentadas.

El segundo ejemplo que se analizará, es el nuevo aeropuerto de Tuxtla Gutiérrez, mismo que se construirá sobre un terreno que posee características geológicas muy interesantes, situación que pudo ser aprovechada para resolver el sistema de drenaje en una forma distinta a la que se propuso, como posteriormente se comentará en las conclusiones finales.

AEROPUERTO DE TUXTLA GUTIERREZ, CHIS.

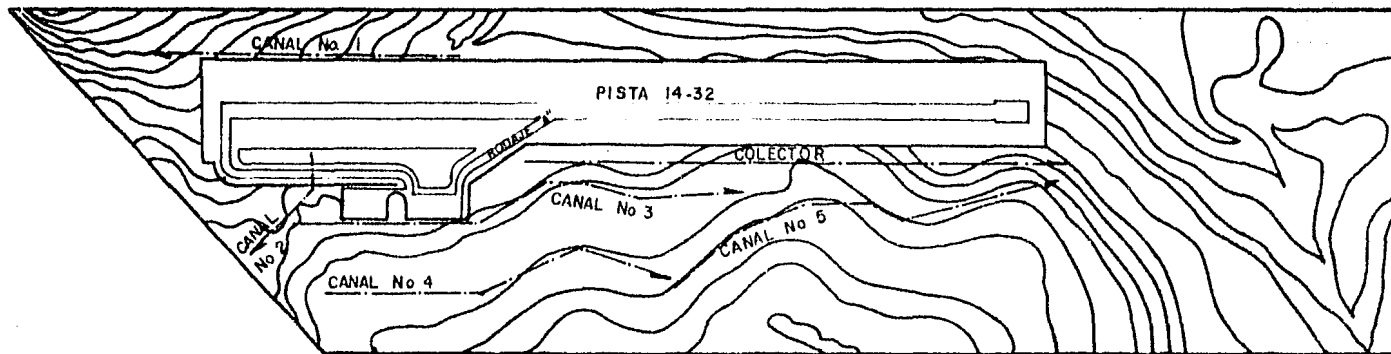
1.- DESCRIPCION TOPOGRAFICA DEL TERRENO DENTRO DE LOS LINDEOS DEL AEROPUERTO.

En lo que respecta a la configuración topográfica dentro de los linderos, se puede decir que las curvas de nivel del terreno circundante tienden a bajar en una forma paralela al eje de la pista, siguiendo la pendiente descendente del terreno natural la dirección de sur a norte — con respecto a la ubicación de la franja pavimentada, como puede apreciarse en la fig. 7.7. Puede observarse también que al inicio de la zona pavimentada en el espacio comprendido entre la calle de rodaje y el eje de la pista existe una depresión, misma que se rellenará en el momento de realizar la excavación para los canales que circundan a esta zona. Esta falla en el terreno natural de no ser rellenada podría causar un encharcamiento bastante considerable, situación que por todos los medios posibles se debe evitar. En una forma muy aproximada se puede apreciar que el terreno desciende con una pendiente aproximada del 5%; la ubicación de la franja pavimentada con respecto al terreno circundante, obliga a que la mayor parte de los canales de intercepción estén colocados a la derecha de esta zona.

2.- UBICACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE DENTRO DEL AEROPUERTO.

El canal Núm. 1 está ubicado a la izquierda del eje de la pista como a 160 m. de distancia. El origen de esta estructura se encuentra localizado a 300 m., antes del inicio de la cabecera de la pista a la cual le corresponde el Km. 0+000. Esta obra tiene una longitud total de 1040 m. y no sufre ningún quiebre su cauce a lo largo de todo su curso.

El canal Núm. 2 está localizado a la derecha del eje de la pista a una distancia de 220 m., cuenta con una longitud de 280 m., su origen se encuentra en la calle de rodaje núm. 1 y guarda un ángulo con respecto a esta última de aproximadamente 45 grados. Este canal cuenta también con una alcantarilla, misma que utiliza para atravesar la calle de rodaje, y está compuesta de 120 m., de longitud desde el inicio hasta



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No 7.7 PLANTA GENERAL DE DRENAJE
AEROPUERTO TUXTLA GUTIERREZ CHIS.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJ IDRO MEXICO D.F. JULIO DE 1984

el final de la alcantarilla.

El canal núm. 3 está colocado a la derecha de la pista aproximadamente a 230 m., de distancia, contando esta estructura con una longitud total de 1500 m. Esta obra presenta 4 cambios en su dirección producto de tres curvas horizontales en su cauce; hay que hacer notar que el ducto de concreto ubicado al final de las plataformas está formando también parte de esta estructura, el cual aporta el gasto producto del drenado de las plataformas.

El canal núm. 4 está ubicado a la derecha del eje de la pista con una distancia promedio de 480 m, contando con una longitud de 1200 m. Esta estructura sufre tres cambios en su dirección producidos por dos curvas horizontales.

El canal núm. 5 también colocado a la derecha de la pista a una distancia aproximada de 520 m., siendo esta estructura la que más cambios presenta en su dirección con un total de 5 variaciones en su cauce, producto de cuatro curvas horizontales que se presentan a lo largo del mismo.

Por último el sistema de drenaje de Tuxtla Gutiérrez cuenta con un colector colocado a la derecha y paralelamente a la pista con una longitud de 1600 m., con origen en el final de la calle de rodaje núm. 2 y llegando la parte terminal de este colector a 300 m., más allá de la terminación de la pista.

3.- FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

Se analizará el funcionamiento de las estructuras antes descritas, suponiendo que se presenta una lluvia con una intensidad similar a la tormenta de diseño. En el momento que comienza a presentarse la precipitación el agua tiende a seguir la configuración del terreno hacia los puntos más bajos, y una vez que se ha establecido el flujo en la --

superficie las estructuras de drenaje empiezan a funcionar desalojando el volumen que a ellas llega.

El canal núm. 1 se encarga de drenar toda el área que se encuentra al noroeste de los linderos del aeropuerto, conduciendo su caudal paralelamente al eje de la zona pavimentada para finalmente desembocar al terreno natural. En esta región en particular no se tienen que diseñar estructuras de protección para el terreno natural en las salidas de los canales por ser un suelo que posee características de roca sedimentaria, la que difícilmente se erosionará por el efecto del agua. El único problema que se podría presentar en ese tipo de descarga sería el de la dilución del cementante; fenómeno que se podría prever realizando estudios acerca de la composición mineralógica de las rocas que componen el suelo en esa región.

El canal núm. 2 drenará el área que queda encerrada entre las calles de rodaje, pista y plataforma de operaciones. El volumen de lluvias que caiga sobre esta zona seguirá la configuración del terreno hasta llegar a la alcantarilla que está colocada en la parte inferior de la calle de rodaje núm. 1 estructura que conducirá a este caudal abajo del terraplén de la franja pavimentada antes mencionada hacia el canal núm. 2 para que sea éste el que finalmente lo desemboque al terreno natural.

El canal núm. 3 recolectará el agua que se precipita sobre el área comprendida entre éste canal y el canal núm. 4 como puede apreciarse en la fig. 7.7 aparte de captar también el volumen de precipitación que reciben las plataformas de operaciones y de avionetas, el cual escurre hacia el ducto que está alojado en la parte final de estas, posteriormente esta estructura marcada con el núm. 3, con el gasto que ya había captado más el volumen que aporta el ducto lo transporta hasta encontrarse con el canal núm. 2, y deja que sea éste quien lo lleve fuera de la zona en donde podría causar algún daño.

El canal núm. 4 y 5, desempeñan básicamente una función de protección sobre las demás zonas. Estos canales siguen sensiblemente la configuración del terreno captando toda el agua que escurre de las partes más altas de la región drenándolo fuera del aeropuerto; es importante destacar, que estas estructuras se drenan en sentidos opuestos, es decir el canal núm. 4 drena en dirección a la cabecera de la pista y el canal núm. 5 lo hace en sentido opuesto, situación que es provocada por las condiciones topográficas del terreno. Podría pensarse que el trabajo que desempeñan estas dos estructuras lo podría realizar un solo canal lo que aparentemente podría ser conveniente pero si tomamos en cuenta que el suelo en esta zona está compuesto de roca de tipo sedimentario, en la cual es bastante complicado y costoso el construir los canales, se puede uno imaginar las dificultades que hubiese implicado el uniformizar una pendiente para un sólo canal a lo largo de toda su trayectoria. Esta situación provocaría el tener que mover grandes cantidades de roca elevándose por tal motivo el costo de esta obra en particular, por lo que se optó resolver el problema a base de dos canales que siguieran sensiblemente la configuración del terreno para no tener que realizar grandes excavaciones que elevarían el costo.

Finalmente el colector que está colocado paralelamente al eje de la pista, tiene la misión de captar el 50% de las aguas que al precipitarse llegan a la superficie pavimentada y que producto del bombeo se drenan hacia los lados llegando así hasta el colector. Además esta estructura tiene la misión de recolectar las aguas que se precipitan en el área comprendida entre este colector y el canal núm. 5, lluvia que al caer en esta área escurre hacia el colector debido a la pendiente natural que posee el terreno.

4.- CONCLUSIONES ACERCA DEL SISTEMA DE DRENAJE

Observando la topografía del terreno y la solución que fue adoptada para evacuar a las lluvias se le puede considerar desde el punto de

vista hidráulico como adecuada, pero contando con el inconveniente de ser muy costosa debido a las características geológicas que posee el suelo, -- que como ya se dijo antes se trata de una roca sedimentaria.

Estando geológicamente compuesta esta zona de roca tipo caliza, -- la cual se encuentra en un estrato uniformemente distribuido y con un espesor constante abajo de toda el área del aeropuerto; se pensó en la -- Secretaría, por iniciativa del ingeniero encargado de diseño del sistema de drenaje, resolver el problema a base de una serie de pozos de absor -- ción, colocados en lugares específicos para que absorvieran las aguas que llegaran a precipitarse dentro de los linderos del terreno, aprovechando de esta manera la cualidad de alta permeabilidad que poseen las rocas -- calizas, reduciendo con esta solución considerablemente el costo de las -- obras de drenaje; una de las precauciones que había que tomar, era la de prever si con alguna sustancia se podría diluir el cementante de la roca, pudiéndose provocar así alguna caverna que pudiese llegar a afectar el -- funcionamiento del tránsito aéreo; para poder aplicar esta solución se -- requería invertir una determinada cantidad de dinero para realizar estu -- dios y pruebas sobre el terreno antes de diseñar la ubicación exacta de -- los pozos y así estar en posibilidad de determinar la capacidad de infil -- tración del suelo. Pero debido a que existía cierta incertidumbre acerca de la confiabilidad de esta solución y pensando que el dinero que se in -- vertiría en estos estudios se iba a perder debido a la imposibilidad de -- llevar a cabo la mencionada solución, se optó por resolver el sistema de drenaje por los procedimientos tradicionales a base de canales de capta -- ción.

El último ejemplo que se analizará es el sistema de drenaje pro -- puesto para el aeropuerto de San José del Cabo en Baja California, región que tiene características de baja precipitación durante la mayor parte -- del año, circunstancia que implica, que este terreno sea considerado como desértico; y habiéndose analizado en este capítulo regiones con caracte --

rísticas de fuertes precipitaciones, considero interesante analizar la solución que se propuso en una región con las características antes mencionadas, además de contar el sistema propuesto con ciertas condiciones en lo que a su funcionamiento se refiere son deficientes, las cuales se analizarán posteriormente. Habiendo dejado en último término a este aeropuerto para estar en posibilidad de comparar su eficiencia en el drenaje, con los anteriormente analizados y poderse dar una idea de las fallas que presenta esta obra en particular.

AEROPUERTO DE SAN JOSE DEL CABO, B.C.S.

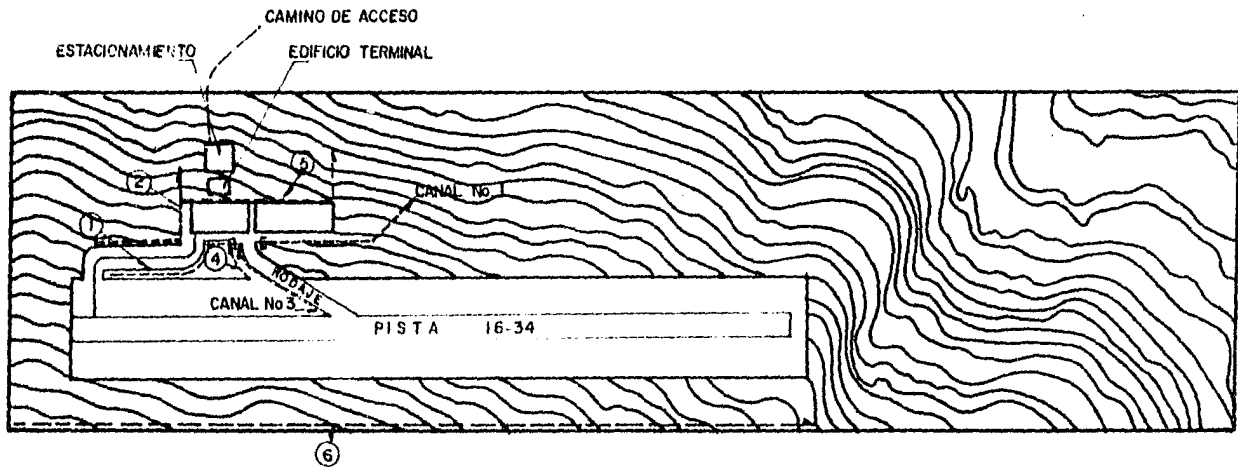
1.- DESCRIPCION TOPOGRAFICA DEL TERRENO DENTRO DE LOS LINDEROS DEL AEROPUERTO

En lo que se refiere a la configuración topográfica del área circundante a la zona de pistas, presenta una superficie bastante uniforme en lo que a pendiente se refiere, como puede apreciarse en la fig. 7.8, no pudiéndose apreciar ninguna depresión en los linderos de la construcción que pudiese provocar algún encharcamiento en el momento de presentarse alguna tormenta, este terreno presenta una pendiente que tiende a bajar en una forma paralela a la dirección del eje de la franja pavimentada, con un desnivel aproximado del 2%, fenómeno que se presenta a lo largo de toda la longitud de la pista y solamente al final de ésta se puede apreciar un cambio en la pendiente del terreno, variando esta su dirección e incrementando su desnivel.

Como puede observarse esta zona no presenta ningún problema topográfico para el drenado de las aguas que llegan al mismo, circunstancia que obliga a pensar en el diseño de un sistema de evacuación de aguas bastante simple.

2.- UBICACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE DENTRO DEL AEROPUERTO

El sistema propuesto para desalojar las aguas producto de la



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. No. 7.8 PLANTA GENERAL DE DRENAJE
AEROPUERTO SAN JOSE DEL CABO B.C.

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE EN AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO MEXICO D.F., JULIO DE 1984

precipitación en el aeropuerto de San José del Cabo, cuenta con seis canales así como una alcantarilla para cumplir con esta misión, distribuyéndose estas estructuras de la siguiente forma:

El canal núm. 1, está ubicado a la derecha de la calle de rodaje núm. 1, aproximadamente a 42 m. del eje de la misma, cuenta con una longitud total de 796 m, pudiéndose observar que la dirección del flujo sufre 4 cambios producto de 3 curvas horizontales en su cauce, siendo la primera curva de 90 grados y siguiendo esta prácticamente el contorno de la superficie pavimentada de la calle de rodaje núm. 1, otro cambio en la dirección es producto también por una curva horizontal de 90 grados, la cual se desarrolla en una longitud mucho menor que la anterior, por último esta obra cuenta con una curva de 45 grados que cambia la trayectoria del agua hasta su desembocadura, este canal utiliza también una alcantarilla para cruzar a través de la calle de rodaje núm. 2 sin causar ningún daño a las terracerías.

El canal núm. 2 cuenta con una longitud de aproximadamente 200 m., colocado a la izquierda de la calle de rodaje núm. 1 a la altura del Km. 0+445 de la misma. Esta estructura presenta dos cambios en su dirección producidos por una curva horizontal de 90 grados. Como puede apreciarse, esta estructura conduce su caudal hasta una zona relativamente cercana al edificio terminal, lo que podría afectar al inmueble de no ser por la topografía existente en esta área.

El canal núm. 3 cuenta con una longitud de aproximadamente 485 m. se localiza a la izquierda de la calle de rodaje núm. 2 como a unos 22 m. del eje de la misma. Esta estructura tiene su origen paralelamente a la calle de rodaje y termina donde acaba ésta, sufre tres cambios en la dirección el flujo debido a dos curvas horizontales en su cauce, la primera de ellas está al inicio prácticamente de esta obra teniendo 90 grados de curvatura, la otra tiene aproximadamente un ángulo de 60 grados.

El canal núm. 4 es prácticamente paralelo a la última parte -- del canal núm. 3, se puede apreciar que es la obra más corta contando -- con una longitud de 143 m., su localización con respecto a las zonas -- pavimentadas es de aproximadamente 42 m. de distancia con respecto a la calle de rodaje núm. 2. Es interesante observar que toda la longitud -- del canal participa en el desarrollo de la curva horizontal que presenta esta obra, la cual posee un ángulo de 90 grados.

El canal núm. 5 está ubicado en forma paralela a la plataforma de avionetas y de operaciones, tiene una longitud de 325 m, su origen -- está localizado a la altura del principio de la plataforma del Km. -- 0+117 de la plataforma de avionetas. Esta obra sufre un cambio en su -- dirección producido por una curva horizontal cuyo ángulo es de 90 grados.

Finalmente el canal núm. 6 localizado a la derecha de la pista a una distancia aproximada de 280 m. del eje de la misma, siendo esta -- estructura la mayor en lo que a longitud se refiere, tendiendo 2497 m. -- de su origen al punto donde desfoga las aguas que transporta, además de ser la única estructura en este sistema de drenaje que no sufre ningún -- cambio en la dirección de su cauce, apreciándose también que tiene una -- orientación paralela al eje de la pista a lo largo de toda su longitud.

3.- FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE EN EL MOMENTO DE PRESENTARSE UNA TORMENTA

En el momento de generarse una lluvia sobre la zona que fue -- construido el aeropuerto y una vez que haya transcurrido el tiempo de -- concentración en el terreno natural, comenzarán a funcionar las estructuras de drenaje tal y como fueron diseñadas, el cual tratare de explicar a continuación.

El canal núm. 1 en su parte inicial recolectará una porción --

de agua que escurre en la calle de rodaje núm. 1, a la vez que recibirá una parte del volumen que caiga sobre el espacio comprendido entre la pista y las plataformas posteriormente se entroncarán a él los caudales que aportan respectivamente los canales 4 y 3, una vez que ha recolectado estos volúmenes reciben una aportación más, producto de la precipitación que cae sobre una pequeña porción de área a la derecha de esta estructura, finalmente conduce a este volumen de agua en donde lo descargue a una zona, en la cual seguirá el curso del terreno natural sin causar ningún daño en los inmuebles del aeropuerto.

El canal núm. 2 se encargará de recolectar un pequeño volumen de las lluvias que se precipita sobre una pequeña porción de la calle de rodaje núm. 1, pero esencialmente desempeña un trabajo de protección sobre la plataforma de avionetas, previendo que pudiese llegar a presentarse una avenida máxima, la cual generaría un escurrimiento mayor al previsto mismo que afectaría a las terracerías de la plataforma. Esta estructura conduce finalmente a su caudal que transmite por ella hasta un punto del terreno natural para que ahí siga la configuración del mismo, sin causar ningún daño.

El canal núm. 3, estructura que se encuentra paralela a la calle de rodaje núm. 2 y que tiene como una de sus misiones captar parte del agua que se precipita sobre la mencionada calle, producto del bombeo que escurre hacia esta obra, recolectando también gran parte del volumen que escurre en el espacio que comprende las calles de rodaje y la pista, para conducir finalmente este gasto hasta el canal núm. 1.

El canal núm. 4, estructura que se encuentra paralela a la parte final del canal núm. 3, básicamente tiene una función reguladora, para evitar que se acumule demasiado volumen de agua sobre la parte final del canal mencionado, recolectando la precipitación que escurre en una pequeña porción del área encerrada entre las plataformas y calles de rodaje, para finalmente conducir el caudal hacia el canal núm. 1.

plataforma de avionetas del efecto de una avenida extraordinaria, habría sido suficiente con elevar el terraplén del camino perimetral, de tal forma que se convirtiera éste en un bordo de protección.

Otra de las deficiencias que se pueden apreciar en este sistema de drenaje es la ubicación que tiene el canal núm. 4, el cual es paralelo al canal núm. 5. Observando la configuración topográfica que rodea a este canal, se puede concluir que esta estructura sólo servirá para drenar al agua que se precipita sobre una pequeña área colocada cerca de esta obra, trabajo que podría efectuar perfectamente el canal núm. 5 sin causar ningún incremento considerable en el volumen transportado por éste, circunstancia que hace pensar en la innecesaria construcción de esta obra.

Fuera de estas deficiencias que se han explicado, se puede considerar que las demás estructuras del sistema de drenaje funciona adecuadamente, cumpliendo con la misión básica de cualquier obra de drenaje, de proteger las diversas instalaciones de un aeropuerto.

Muchas veces por falta de datos, desconocimiento de algunos de ellos, o por causas que no se pueden preveer, los proyectos de gabinete del drenaje de un aeropuerto, pueden no estar de acuerdo con las necesidades reales del mismo. En ocasiones tendrán que adaptar los proyectos, y otras tendrán que suplirse por una solución diferente, ya sea en aeropuertos que se estén construyendo o en aeropuertos ya construídos y hasta en operación. Este último caso es sin duda el más crítico y el que más problemas puede llegar a presentar, ya que se tendrá que solucionar un problema de drenaje sin suspender las actividades normales del aeropuerto.

A mi parecer, la ejemplificación con casos prácticos es la mejor forma de abordar un tema que podría resultar inagotable. Tomaré como ejemplo los aeropuertos de Campeche, Campeche; Villahermosa, Tabasco; y el aeropuerto Internacional de la Ciudad de México; en los dos primeros,

El canal núm. 5, tiene la misión de captar el volumen de precipitación que escurre a través de las plataformas de operaciones y avio - netas, producto de la pendiente con que se construyeron para evitar enchar - camiento en éstas. Esta obra conduce este gasto hacia un punto del - -- terreno natural en que no causará ningún problema a los inmuebles del -- mismo.

El canal núm. 6 fue diseñado básicamente para dotar al aeropuar - to de una estructura que protaja a la zona de pistas, de los escurrimien - tos que se generan debido a la configuración topográfica que guarda el - terreno circundante, respecto a los linderos de las instalaciones, mis - ma que produce el agua que escurre de las partes más altas hacia las zo - nas más bajas, siendo precisamente el canal núm. 6 el que se encargara - de recolectar este volumen de precipitación a lo largo de toda su longi - tud, para finalmente conducirlo a un lugar, donde la pendiente del terre - no conducirá este caudal a zonas que se encuentren más bajas con respec - to a los terraplenes de las pistas.

4.- CONCLUSIONES ADERICA DEL SISTEMA DE DRENAJE

Al observar la solución que fue propuesta en este aeropuerto, - se puede concluir que este sistema adolece de varios defectos. Uno de - ellos es la colocación que guarda el canal núm. 2 con respecto al terre - no circundante, puesto que no se puede apreciar claramente la forma en - como escurre el agua hacia esta estructura. Esta circunstancia es fácil de observarla en la fig. 7.8, pudiéndose apreciar que en el momento de - presentarse una tormenta el agua escurriría paralelamente al canal, sien - do difícil que llegase a interceptarse con la mencionada estructura. - - Por esta razón considero que esta obra va a aportar realmente poca con - tribución en el drenado y protección de las instalaciones, circunstancia la cual hace pensar que no debiera de haberse colocado esta estructura - en ese punto. Y si por alguna circunstancia se deseara proteger a la --

los datos fueron obtenidos del Departamento de Hidrología de la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T.; y el último de una conferencia con el Residente General de la S.C.T.; en el Aeropuerto de la Ciudad de México, Ing. Francisco Gaytán Ruiz.

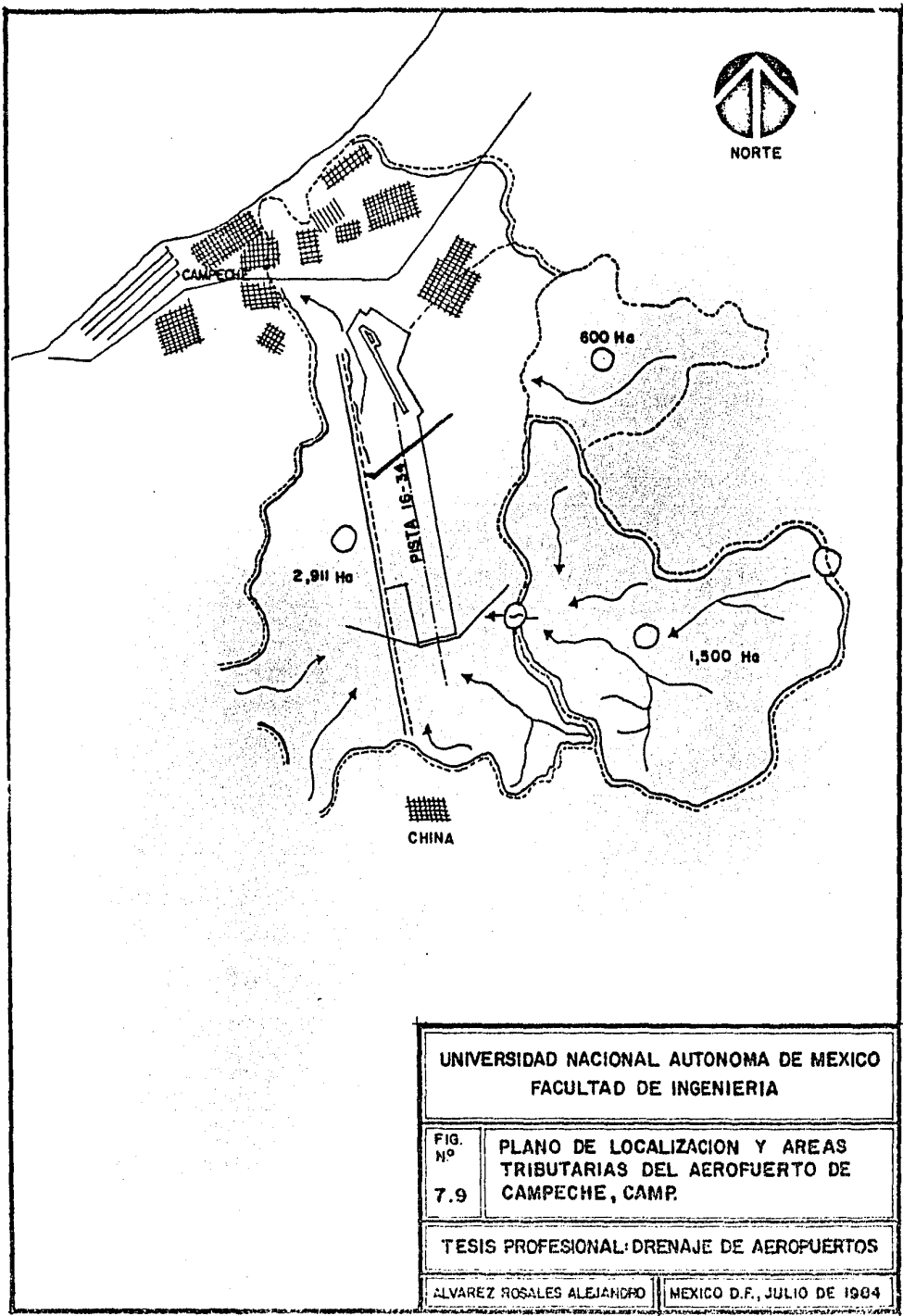
2.- AEROPUERTO DE CAMPECHE, CAMPECHE

El nuevo aeropuerto de la Ciudad de Campeche, se encuentra localizado al Sureste de la Ciudad en un terreno muy plano y por consiguiente con un drenaje pobre. Al oriente de la pista 16-34 se localiza una franja de terreno montañoso que drena hacia los terrenos del aeropuerto, con un gasto considerable. (Ver fig. 7.9)

Durante el mes de Septiembre de 1978, se presentaron inundaciones en los terrenos adyacentes a la pista, presentándose un tirante medio de 1.20 m. y un nivel tal que la superficie del agua llegó a estar a 60 cm. abajo del nivel medio de la rasante, durante 2 días. Esto presentó un serio problema ya que las terracerías pudieron verse afectadas y la estructura pudo debilitarse, teniendo como consecuencia fallas en el pavimento.

El Centro S.C.T., Campeche, comentó que el problema sería resuelto en cuanto el sistema de drenaje de la ciudad estuviera funcionando, sin embargo la Dirección General de Servicios Técnicos, observó que el desfogue al mar de dicho drenaje, tiene una elevación por debajo de la del nivel medio del mar, por lo que al presentarse la marea alta, el drenaje se verá entorpecido debido a los fuertes remansos provocados aguas arriba. Esto es a consecuencia de que el drenaje descarga directamente al mar.

Considero que el drenaje de la ciudad no sería suficiente para servir al aeropuerto, dicha Dirección propuso la construcción de un bordo perimetral, para evitar que el agua que escurre de la zona montañosa, llegue al aeropuerto y consecuentemente a la ciudad.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. Nº	PLANO DE LOCALIZACION Y AREAS TRIBUTARIAS DEL AEROPUERTO DE CAMPECHE, CAMP.
7.9	
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO D.F., JULIO DE 1984

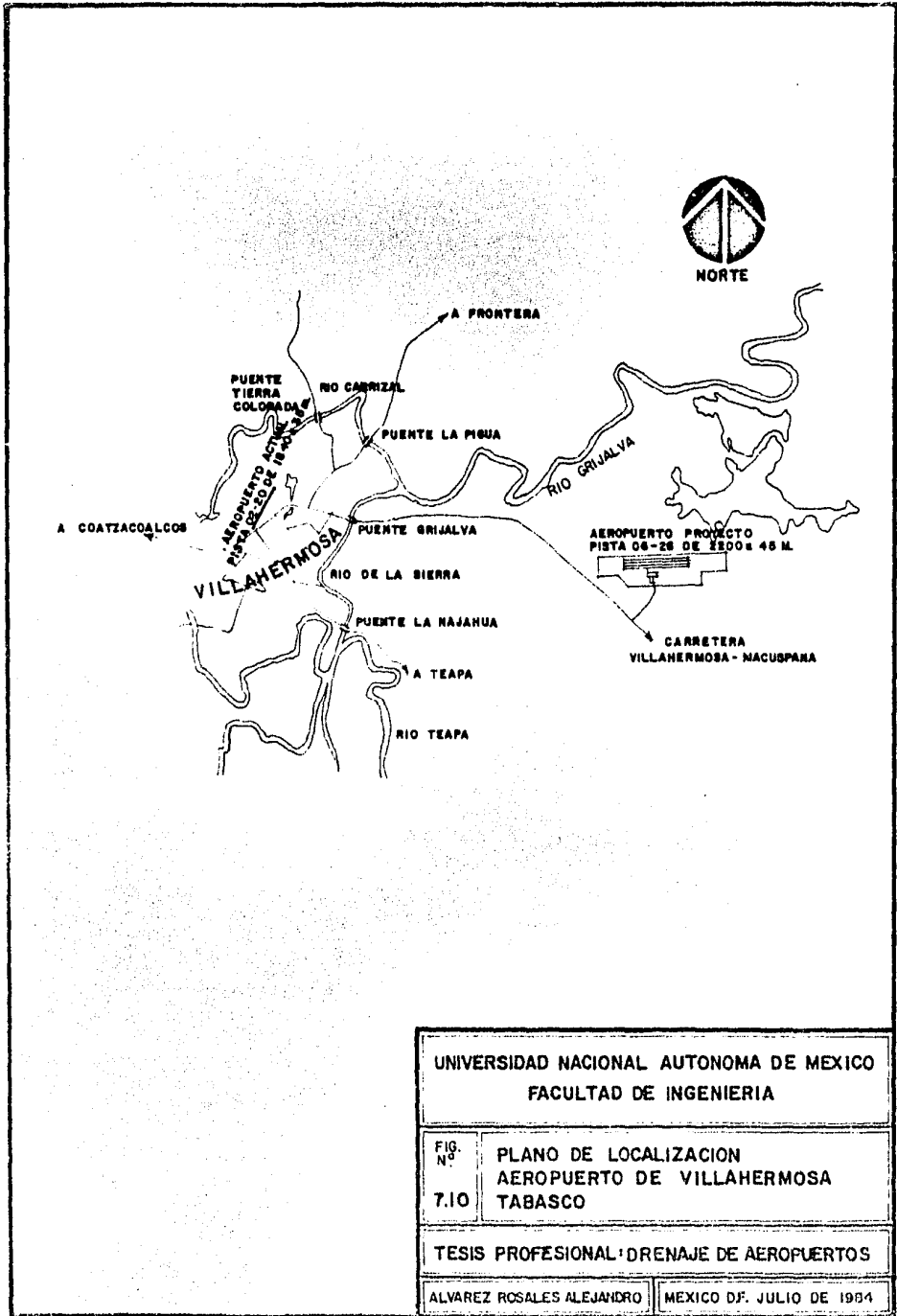
3.- AEROPUERTO DE VILLAHERMOSA, TABASCO

El aeropuerto internacional de Villahermosa, se encuentra localizado a 13 km. al oriente de la ciudad (Ver fig. 7.10) el pavimento de la pista es de tipo mixto, formado por concreto asfáltico e hidráulico. Cuando el aeropuerto se encontraba en construcción, se reportaron brotes de agua a través de las juntas de las losas de concreto, en una área de aproximadamente 50 m².

La zona en donde se presentaron los brotes, se localiza en la intersección de la pista con la calle de rodaje No. 2, a la altura del km. 0+700 de la pista.

La estructura del pavimento está integrada por una losa de concreto hidráulico de 27 cm. de espesor, sobre una base hidráulica de 17 cm. impregnada superficialmente; abajo existe una capa de material areno limoso, que hace las veces de subrasante, con un espesor de 50 cm.; el terreno natural consta de una capa de arcilla arenosa de baja plasticidad con un espesor que varía de 0 a 1 m. y una capa de arcilla de alta compresibilidad con espesor indefinido (Fig. 7.11).

Se inició una inspección, haciendo lecturas en los piezómetros instalados en diversos sitios circundantes a la pista y calles de rodaje, se encontró que prácticamente no había existido variación en el nivel freático y que éste no afectaría de ninguna manera la estructura del pavimento, ya que el nivel más próximo a la superficie se encontraba a 1.50 m., además se realizaron sondeos a cielo abierto, próximos a las pistas y calles de rodaje. Para confirmarlo se realizó un sondeo próximo a una junta, cortando la losa de concreto hidráulico hasta el nivel superior de la subrasante, se observó que en la base hidráulica no se tuvieron filtraciones y sólo se humedeció el material en las proximidades de la grieta que penetra todo el espesor de la losa, propiciada por el corte de la junta de contracción en sus 4 cm. superiores; de lo - - -



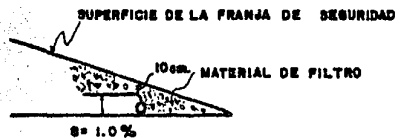
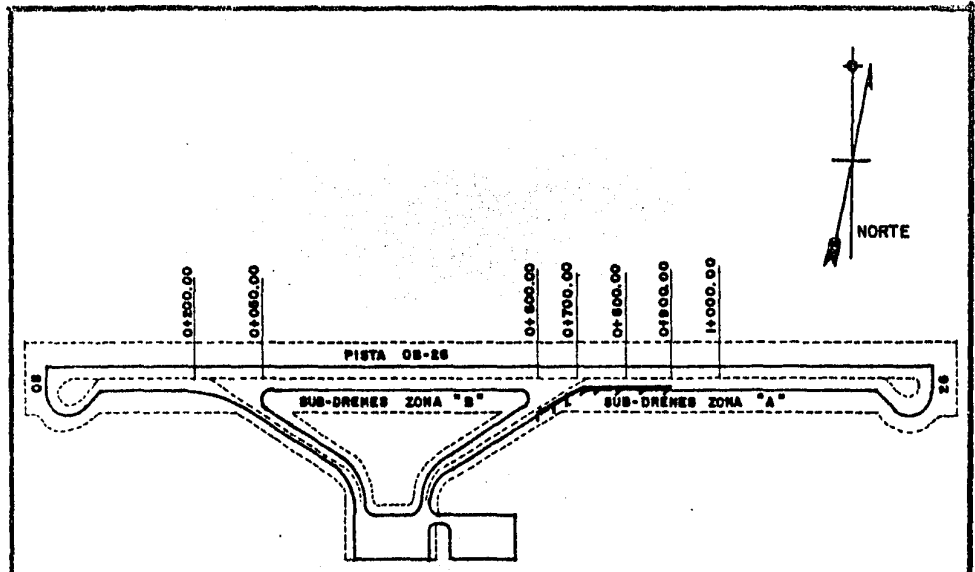
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. N° 7.10 PLANO DE LOCALIZACION
AEROPUERTO DE VILLAHERMOSA
TABASCO

TESIS PROFESIONAL DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO DF. JULIO DE 1984



DETALLE DE LA DESCARGA AL AIRE LIBRE DE LOS SUB-DREÑES.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No. 7.11	CONFIGURACION DEL SISTEMA DE PISTAS
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO D.F. JULIO DE 1984

que se dedujo que el brote de agua no podría ser motivado por un flujo a través de la base. Al realizar un corte a través de la junta, se observó que el agua brotante provenía de la que se almacena en ellas la intermitencia de los brotes se explica, al considerar que las losas sufren aumentos de temperatura, que las dilatan y disminuyen el área transversal de las juntas, incrementando el tirante del agua almacenada en ellas.

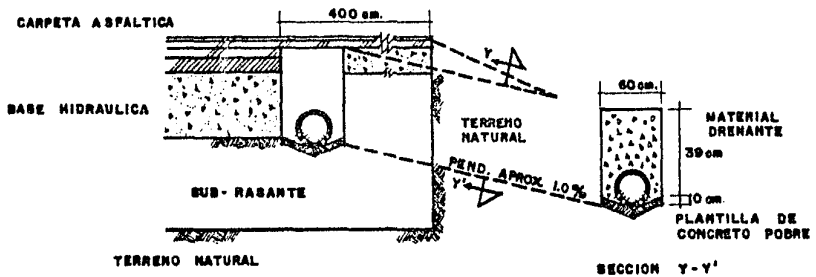
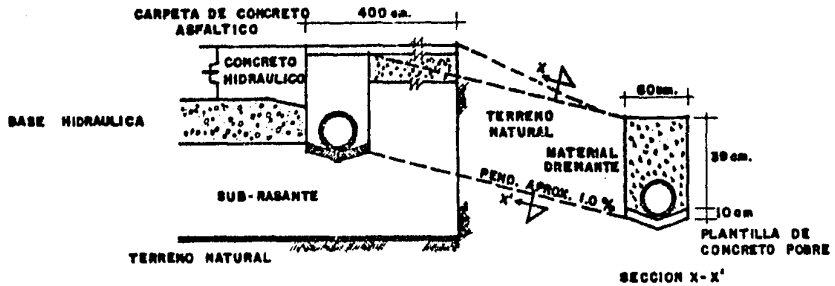
De lo anterior, se concluyó: 1) Debido al sellado inadecuado de las juntas, se filtran por ellas cantidades considerables de agua; 2) Puesto que el corte de las losas no fue efectuado a tiempo, se formaron grietas paralelas a las juntas, que contribuyen en la infiltración.

Por ésto se consideró conveniente, efectuar cortes en las zonas más bajas de las losas a través de todo su espesor y en diversos puntos, a fin de desalojar toda el agua almacenada en juntas y grietas; resellándolas para evitar filtraciones en toda la longitud de las juntas, efectuando previamente una limpieza por medio de aire comprimido.

Sin embargo, ya que no se podría garantizar una eficiencia del 10% en el sellado, y como los almacenamientos de agua podían afectar el material de la base hidráulica reduciendo su resistencia al esfuerzo cortante y consecuentemente, ocasionan fractura en las losas, se consideró la construcción de un sistema de subdrenaje en las zonas en que se presentaron los brotes de agua, con el fin de desalojar la misma que pudiera almacenarse en la base y en las juntas. El subdrenaje debería estar formado por un colector principal que correría en dirección longitudinal respecto a la pista, dando salida al volumen de agua por medio de subdrenes transversales colocados a cada 50 m. (Ver fig. 7.12).

Se recomendó continuar con lecturas periódicas en los piezómetros, con el fin de verificar la porción relativa del nivel freático y estar en posibilidad de evitar el que se presentara una falla en el pavimento.

DETALLE DEL SUB-DREN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG. N°
7.12

DETALLE DEL SUB-DREN

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

4.- AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO

Los problemas del drenaje del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, datan de hace unos 18 años; en aquel entonces había 3 bombas de 180 lts/seg. en cada uno de los dos cárcamos de bombeo, que aún existen; debido a que se presentaron encharcamientos e inundaciones ocasionados por el aumento de las áreas pavimentadas. En 1965 se colocó una bomba de 400 lts/seg. en cada cárcamo; siguieron incrementándose los escurrimientos y en 1968 se adicionaron 3 bombas en el cárcamo número 1 y 2 bombas en el número 2 de 400 lts/seg. cada una; con ésto, se cuenta en la actualidad con 9 bombas en el cárcamo número 1 y con 8 bombas en el número 2, sumando una capacidad nominal de 2,940 lts/seg. en el cárcamo 1 y 2,540 lts/seg en el número 2, si consideramos una eficiencia de un 80% aproximadamente tendremos una capacidad real de bombeo de 2,300 lts/seg. y a pesar de lo cual, sigue habiendo inundaciones.

El sistema de drenaje del Aeropuerto de la Cd. de México, está constituido por bordos perimetrales, cuentas, canales y tubos colectores, cárcamos de bombeo y hasta compuertas de control de paso.

Las cunetas están construídas con zapatas de cimentación y cubiertas con tapas de concreto preesforzadas a los lados de las pistas y con rejillas metálicas en las plataformas y rodajes; las cunetas descargan al tubo colector de 1.52 m. de diámetro que a su vez descarga al cárcamo, de donde sale un tubo de 1.83 m. de diámetro, que se conecta a un colector que tiene 2.13 m. de diámetro a disponer del agua hacia el Lago de Texcoco; en el área comprendida entre las pistas existe un colector secundario de 1.07 m., de concreto.

Aún con este impresionante sistema de drenaje, el Aeropuerto sigue sufriendo inundaciones; los últimos trabajos que se han realizado, o se tienen proyectados, suponen la eliminación de este problema en forma casi total.

Quando llega a presentarse una tormenta en el Aeropuerto, hay ocasiones en que la cota del tirante hidráulico en el cárcamo de bombeo llega a ser igual a la de la rasante de las plataformas, por lo que el agua en lugar de entrar por las coladeras en las plataformas, sale de ellas. Lo que la S.C.T. está haciendo es colocar colectores paralelos a las pistas, con tubo de un diámetro de 2.13 m., que descarguen a un nuevo cárcamo y aliviar la saturación en el cárcamo número 1.

Para agravar esta situación, gran parte del escurrimiento superficial de la Colonia Peñon de los Baños, fluye a través del colector del Departamento Central, al que también está conectado el drenaje del Aeropuerto, al saturarse el colector, se regresa el agua hacia el Aeropuerto, ocasionando inundaciones; por ello se han construido compuertas de control en las tres salidas del drenaje del Aeropuerto -- hacia el colector de la Ciudad, para que pueda llegar a controlarse el regreso del agua, al mismo.

Sin embargo, al cerrar el paso del agua hacia el Aeropuerto, pudiera suceder que saliera por las alcantarillas de la Ciudad e inundar el edificio terminal.

Las líneas paralelas a las pistas cruzan el bordo perimetral del Aeropuerto; que el D.D.F. utiliza como acceso a la Central Camionera Oriente, descargan a un vaso regulador, hecho de concreto, y de ahí mediante un vertedor de demasías, hacia el Lago de Texcoco.

El proyecto contemplaba una plantilla de grava para colocar este tubo, sin embargo, la residencia general del Aeropuerto lo modificó por arena, ya que estando ésta saturada, la colocación del tubo sería mucho más segura pues no quedarían espacios vacíos que afectaran la estabilidad del mismo, evitando movimientos diferenciales. Estas capas de arena se colocaron en espesores de 30 cm. y hasta la mitad del diámetro del tubo, posteriormente se rellenó con material producto

de la excavación y hasta 30 cm. por arriba de la parte superior del tubo; debido a la pendiente que llevará el mismo.

En lo referente a las bombas en los cárcamos, actualmente no se ha considerado un factor de seguridad, previendo la descompostura de una bomba que agravaría aún más la presente situación; ha habido ocasiones - en que las bombas han estado trabajando hasta 72 horas, interrumpidas - solamente para revisar niveles de agua y aceitarlas; ésto ha ocurrido - con precipitaciones tan intensas como de 35 mm. en 15 minutos y lluvia - continua por 24 horas, hasta llegar a 55 mm. Para poder controlar situa - ciones como ésta, se tiene planeado colocar bombas suficientes que aumen - ten la capacidad de bombeo y se eviten situaciones críticas como la cita - da.

El Aeropuerto también cuenta con un subdrenaje en pistas y roda - jes para evitar la llegada del agua freática y capilar a las terracerías consta de un tubo de 15 cm. de diámetro con las perforaciones hacia aba - jo.

Una de las condiciones que hace aún más difícil el drenaje del - Aeropuerto, es el tipo de suelo tan especial y difícil de controlar.

En el transcurso de 1980, se construyó un colector de tubo me - tállico abovedado que por presentar mucha área en su base, estaba sujeto - a una gran fuerza resultante de subpresión de fondo que hizo que el tubo fallara, y por consiguiente el proyecto del colector. Estudiando el - - problema se encontró lo siguiente: El tubo metálico abovedado era el - más propenso a la falla, por presentar mucha área de fondo; se pensó en - el tubo circular metálico, pero se llegó a la conclusión de que el tubo - metálico, por pesar sólo 500 kg/m, no sería capaz de soportar las sub - presiones; sin embargo, si se utilizaba el tubo de concreto, que pesa - 3 ton/m., se evitarían bufamientos y se compensaría la subpresión.

En excavaciones de más de 8 m. de profundidad empieza a presen -

tarse la subpresión, por lo que para excavaciones de mayor profundidad es necesario construir un tablaestacado de hasta 3 m. por debajo de la plantilla del tubo, para contener el material que de otra forma haría fallar la excavación y controlar asimismo el nivel freático. El método constructivo debe contemplar el manejo del equipo de excavación con sumo cuidado, por ejemplo: al excavar con draga no se debe dejar caer o aventar la almeja, sino soltarla ligeramenta, ya que ese solo golpe puede alterar la estructura del subsuelo.

El proyecto original para construir ese colector, consistía en la construcción de un túnel que, al igual que la zanja que se construyó atravesaría la pista, razón por la cual quedó cerrada al tránsito de aeronaves. Los motivos por los que se descartó la construcción del túnel, fueron la incertidumbre sobre la seguridad con que se operaría en la pista, al tiempo que se construía el túnel, ya que no se contemplaba el cerrar la misma; y la dificultad para construir el túnel en esas condiciones.

Por último, debido a los hundimientos que sufren las pistas y rodajes constantemente, es necesario renivelarlas, para evitar encharcamientos ya que éstos no pueden tener un espejo de agua mayor de 2.5 cm. Todo ésto nos da una idea general del grave problema que representa el drenaje para el Aeropuerto de la Cd. de México, que posiblemente sea el más complicado del país.

CAPITULO VIII

CONSTRUCCION

La construcción de aeropuertos en nuestro país en los últimos 15 años ha seguido muy cerca el desarrollo en la aviación y ha sido función del Estado. Sin embargo, al iniciarse las actividades de ella en la segunda década de este siglo, las compañías operadoras construían sus propias instalaciones, las cuales eran mínimas debido a que los primeros aviones fueron muy simples y de poca capacidad.

De esta manera, el incipiente sistema aeroportuario que se había desarrollado se encontraba a fines de la década de los 50 y principios de los años 60 en condiciones precarias, ya que las pistas no contaban con la longitud necesaria, los pavimentos se encontraban muy deterioradas y las terminales de pasajeros eran demasiado pequeñas.

A mediados de los años 60, en vista de que el deterioro del Sistema Aeroportuario Nacional amenazaba con paralizar el transporte aéreo del país y que aunque sólo 8 aeropuertos permitían la operación de turborreactores, sólo en México y Acapulco operaban los aviones más usuales del tipo Jet B-707 y DC-8. Esta situación se vio agravada por la necesidad que tenían las compañías nacionales de aviación, de sustituir su equipo obsoleto por equipo turborreactor que les garantizara una mayor economía operacional, mayor rentabilidad y seguridad. En estas condiciones y en vista de que grandes zonas del país estaban incomunicadas por vía aérea, por carecer de infraestructura aeroportuaria, se planteó la necesidad de una solución integral y planeada para el Sistema Aeroportuario Nacional. De esta manera surgió el primer Plan Nacional de Aeropuertos, cuya primera etapa condujo al establecimiento de una gran parte de la infraestructura del transporte aéreo que necesitaba el país.

La planificación de un aeropuerto es un proceso tan complejo, que el análisis de una de sus actividades; sin tener en cuenta la reper-

cusión que puede tener en las demás, puede acarrear soluciones que no resultan aceptables.

Un aeropuerto lleva consigo una amplia gama de actividades que representan diferentes y a veces conflictivas necesidades; además, estas actividades son interdependientes y por lo tanto, una tan sólo de ellas, puede limitar la capacidad del complejo total.

En la planificación, el aeropuerto debe hacer frente a los problemas que se derivan de asegurar; el suficiente espacio aéreo para el acceso por aire, el suficiente terreno para las actividades en tierra y al mismo tiempo el adecuado acceso al área

La palabra "desarrollo del aeropuerto", incluye el área completa del aeropuerto tanto para usos aeronáuticos como no aeronáuticos y uso del área adyacente al mismo. "El plan maestro del aeropuerto es un concepto que explica el desarrollo total de un aeropuerto". Se define como una guía para:

- 1.- Desarrollar las instalaciones y servicios de un aeropuerto
- 2.- Desarrollo de los terrenos del aeropuerto y entorno al mismo.
- 3.- Determinar los efectos ambientales de la construcción y de su actividad.
- 4.- Establecer las necesidades de accesos
- 5.- Establecer la factibilidad económica y financiera de las actividades que se proponen.
- 6.- Establecer un orden de prioridad y fases de desarrollo para todos los puntos que se insertan en el plan.

Por esto, todos los sistemas que constituyen el aeropuerto; como son, espacios aéreos, pistas, calles de rodaje, plataforma, edifi-

cio terminal, estacionamiento y camino de acceso, deberán cumplir con todos los estudios necesarios, antes de construirse. Esto implica, que deberán ser estudiados, examinando la mayor cantidad de alternativas posibles, donde deben cumplir con los requisitos de ser: adecuados, eficientes y seguros, para atender las necesidades actuales y futuras.

La planeación y proyecto del sistema aeroportuario se define como el conjunto de criterios generales, para la evaluación de conceptos sobre proyectos preliminares y selección entre las diferentes alternativas de soluciones. Estos criterios requieren del uso de una serie de técnicas analíticas para su generación. El otro es un conjunto de criterios específicos de diseño.

En el proyecto del sistema de drenaje del aeropuerto, se incluyen condiciones de proyecto en las estructuras, como son: las cargas que soportarán y el volumen de agua a desalojar.

Los conductos estarán sujetos a cargas distintas al peso propio del suelo, que descansan sobre ellos. Estas cargas adicionales pueden ser: equipo pesado que transita antes de que el conducto esté protegido adecuadamente, por una capa de tierra. También estarán expuestas a las cargas vivas, estas cargas pueden ser estáticas ó móviles. Si están en movimiento, pueden producir impacto; en el caso de una vía con superficie áspero o llena de huecos, el efecto de las cargas pueden producir un efecto de salto ó martilleo a los conductos.

Las cargas vivas tienen gran importancia, cuando se colocan en terraplenes ó rellenos de poca altura. El efecto de su distribución disminuye con la profundidad, aunque la carga muerta aumenta.

Los efectos de las cargas vivas en conductos subterráneos pueden variar por diferentes factores al mismo peso, que representan las cargas. Estos incluyen, velocidad, absorción del choque de los neumáticos, componentes del levante vertical, causado por las alas del avión y otros.

Si el avión está en movimiento ó inmóvil puede producir vibraciones, como cuando se aceleran los motores del avión parado, entonces la vibración es excesivamente fuerte.

Una vez aceptado el proyecto, se procede al diseño de los sistemas del aeropuerto, por lo cual se seleccionarán los diversos materiales que lo constituirán.

En el diseño del drenaje, se deberá tener principal cuidado en los procedimientos como son: el de excavación, colocación y acabado del mismo. Por ello, se deben seleccionar los materiales y diversos tipos de tuberías, que cumplan las condiciones y necesidades del proyecto. Y al realizar la construcción, deberán implementarse con las especificaciones correspondientes.

Las estructuras pequeñas requieren menor cuidado, en los detalles de una instalación adecuada que las de mayores dimensiones; pero el cuidado en su manejo, preparación de la base, armado y relleno siempre pagará dividendos y dará un servicio satisfactorio, así como que la estructura de drenaje funcionará eficientemente durante un largo tiempo.

Una vez planeado, proyectado y diseñado, así como la implementación de las especificaciones, se procederá a realizar la construcción del aeropuerto.

Por esto, el ingeniero encargado del diseño, deberá escoger el adecuado método de construcción, el más económico sin que esto represente que sea el más barato y por lo tanto elegir idóneamente la maquinaria que brinde la mayor eficiencia en el procedimiento constructivo elegido, por tanto usar la maquinaria y materiales adecuados resultará un sistema seguro, confiable y duradero.

El ingeniero constructor, generalmente es el responsable de la supervisión de la obra, y este generalmente designa, a un ingeniero resi-

dente que debe ver si el trabajo se esta llevando a cabo conforme con los planos y especificaciones. El ingeniero sigue de cerca el progreso de la obra y lleva la contabilidad de las cantidades de material utilizado, también proporciona al contratista las líneas generales y, en general coopera con él en toda la obra.

Una continua inspección es necesaria en todas las obras, para asegurar que los materiales y la mano de obra satisfagan los requisitos de las especificaciones, así como ver que siga las indicaciones del proyecto. No importa que tan cuidadosamente haya inspeccionado el trabajo durante su avance, siempre debe hacerse una inspección final de la obra, antes de su aceptación, aquellas instalaciones que se hicieron descuidadamente, pueden anular toda la precisión y cuidado que se pusieran al diseñarlas.

8.1 MATERIALES

Los materiales utilizados en la construcción del drenaje, deberán estar totalmente apegados, a las especificaciones del proyecto, esto es, que los materiales y tipo de conductos que definió el diseñador deberán colocarse en la obra, a menos que por cualquier otro contratamiento se tenga que cambiar, con la respectiva autorización del diseñador.

Existen ductos de diversas formas y materiales, la diferencia entre cada uno, se refiere al grado de flexibilidad, por esto, su clasificación se dará con base a la carga que soporta.

Es importante notar, que conforme a su ubicación y la capacidad que tenga para soportar las cargas, se designará de acuerdo al criterio del diseñador.

Por esto, los conductos se dividen en: conductos rígidos y conductos flexibles. (En el apéndice 8.1 al final de este capítulo, se dan detalles de los conductos).

Tratándose de subdrenes, la zanja del subdren debe rellenarse con material granular fino, permeable y graduado, este sirve como filtro y evita que las partículas finas del suelo penetren y obstruyen el conducto.

Muchas arenas de banco, sin clasificar, y agregados como arena y grava para concreto llenarán los requisitos; la piedra triturada -- graduada, sin propiedades aglutinantes puede también emplearse; material que contengan no más del 10% de su peso en partículas mayores de 9.5 mm. pero que aún pueda considerarse de graduación adecuada, resulta apropiado como filtro.

En el apéndice 8.2., se enuncian algunas normas sobre los -- materiales que se utilizan en la construcción del drenaje.

8.2 EXCAVACION y COLOCACION

Los trabajos que se realizan en la construcción del sistema -- de drenaje, incluye procedimientos como son excavación, zanjamiento, apuntalamiento, preparación de la base, colocación, alineamiento y juntado -- de la tubería, relleno, compactado y limpieza de desechos.

Para tener una adecuada construcción del drenaje se requiere:

- Localizar la estructura, adaptandola al alineamiento y pendiente de la corriente.
- Empleo de una longitud adecuada para las condiciones de cada caso.
- Excavación con exactitud de alineamiento y pendiente.
- Procurar una base firme y uniforme
- Manejar el material con cuidado
- Armar la estructura apropiadamente
- Usar materiales, convenientes para el relleno

- Colocar el relleno cuidadosamente
- Apisonar perfectamente el relleno
- Protección de la estructura contra cargas pesadas y concentradas durante la construcción
- Otros

Los anteriores, describen en forma general la construcción de cualquier drenaje, ya sea municipal, carretero, para ferrocarriles aeropuertos, y otras obras.

La construcción del drenaje, se puede realizar, por medio de la mano de obra o utilizando maquinaria, esto será conforme al criterio del diseñador y proyectista.

Cuando la excavación se hace a mano deben tenderse cordeles ó pintarse la línea con cal, para fijar las orillas de la excavación. -- Por lo menos deba tenderse otro cardel paralelo a la línea de pendiente que ayudará a mantener está, tanto como el alineamiento.

Una vez que la excavación de la zanja ha avanzado unos 30 ó 50 cm. de distancia, la pendiente y la alineación se transfieren a marcadores, sostenidos sobre el centro de la zanja. Los marcadores son -- tablas horizontales, mantenidas en su posición, clavándolas a estacas -- colocadas a los lados de la zanja o en revestimiento ó protección, también se usan pesos para fijarlas sobre el suelo. Dos estacas clavadas en el terreno al lado de la zanja (como se ve en la figura 8.1) constituyen el método más usual de sujeción. Si los lados u orillas son -- demasiado débiles para resistir el clavado de las estacas, o si la naturaleza del pavimento u otras condiciones impiden el uso de estacas, puede sostenerse la tabla transversal, en su lugar por medio de pesos. Estas tablas transversales se colocan cada 7.5 m. aproximadamente y a una distancia conveniente sobre la superficie del terreno. Cuando más cerca estén de la superficie del terreno más resistentes serán, pero interferirán más con el trabajo que se está haciendo en la zanja. Se marca la

línea central de la tarjea sobre las tablas transversales, una vez que han quedado bien establecidas, se clavan listones verticales sobre ellas, con una arista recta y vertical sobre la línea central, para evitarse - - confusiones debe usarse el mismo borde en todos los listones. El corte del fondo ó base del conducto se anota en la parte inferior del listón - - con una aproximación de más de 3 mm. Puede fijarse un clavo a la altura de la parte superior del conducto para que éste quede a la altura debida, o se clava el listón de modo que su extremo superior quede al número de - - metros exacto sobre el nivel de la base del conducto. El corte se marca en metros y centímetros desde el punto anotado como profundidad de la - - base del conducto.

Cuando se está haciendo la excavación con maquinaria, el operador debe vigilar la profundidad manteniendo una varilla en la máquina, - - alineada con las señales de pendiente de los listones, o con un cordel - - tendido a lo largo de la zanja.

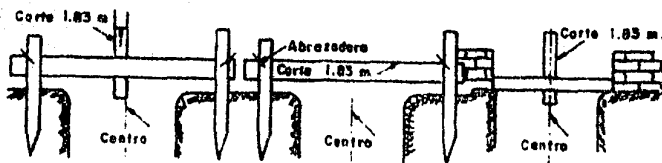


FIG. 8.1 METODOS PARA ESTABLECER LA LINEA DE PENDIENTE PARA EXCAVACION DE ZANJAS.

Por colocación de una tubería, se entiende el alineamiento y la pendiente del mismo con respecto a las pistas y a las corrientes de agua.

La pendiente ideal para una alcantarilla es la que no ocasiona sedimentos, ni velocidades excesiva y evita la erosión; es aquella que exige menor longitud y facilita el reemplazo del conducto en caso necesario.

Contar con una base plana y amplia, resulta conveniente para que el relleno se episone cuidadosamente bajo las porciones inferiores de la estructura; por lo menos debe tenderse otro cordel paralelo a la línea de pendiente que ayudará a mantener tanto ésta como el alineamiento.

Conjuntamente con la colocación y alineamiento de la tubería, se efectúa la unión de los mismos, esto se realiza en base al tipo de material que se utiliza en el sistema de drenaje, conforme a los datos del ingeniero proyectista.

Cuando se utilizan tubos corrugados de metal corriente o los de planchas estructurales, a medida que se coloca la cubierta de relleno o terraplén tienden a flexionarse, esta flexión no es perjudicial, pero puede objetarse desde el punto de vista de su apariencia estética.

La flexión y la forma final del tubo se restringe a causa de: a) selección de un calibre apropiado, b) el aumento por apuntalamiento del eje vertical del tubo, antes de colocar el terraplén y c) el episonar cuidadosamente el material, alrededor del tubo.

La selección de un calibre más grueso puede eliminar la necesidad del apuntalamiento; y cuanto más cuidadosamente se coloque y episone el terraplén menor será la flexión.

Mediante el aumento del eje vertical del tubo, antes de colocar el terraplén, se logra que el conducto desarrolle un soporte lateral al recuperar su forma circular bajo el peso de la carga. De este modo se aumenta la capacidad del tubo para resistir mayor carga de la que resistiría otro del mismo diámetro y calibre pero instalado con su sección circular. Si se emplea un método, para lograr que el tubo elíptico no

recupere inmediatamente su forma circular mientras se va colocando el terraplén, entonces el material de relleno tendrá tiempo de compactarse parcialmente alrededor del tubo, antes de que se inicie su flexión; en esta forma se logra aumentar la resistencia de la estructura, para soportar la carga.

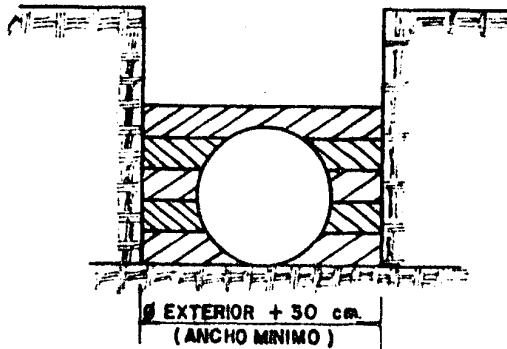
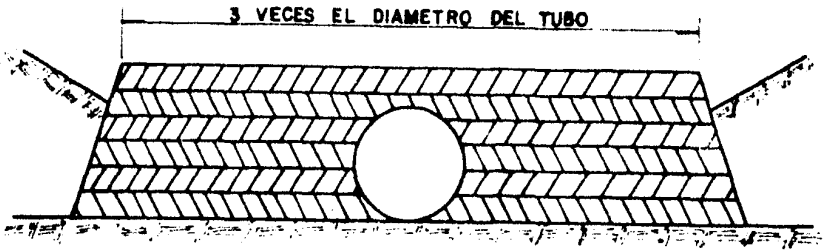
Por esto, la resistencia de cualquier tipo de estructura para drenaje depende en gran parte de colocar bien el terraplén o relleno.

Como se explicó, las estructuras corrugadas de metal desarrollan un soporte lateral al "flexionar" bajo las cargas; por lo tanto, para lograr la capacidad máxima de resistencia y evitar las socavaciones y asentamientos, es necesario que el relleno se construya con un buen material, colocado y compactado cuidadosamente.

Debe preferirse material seleccionado y fácil de drenarse; pero la mayor parte de los materiales que se encuentran en el lugar pueden usarse, siempre que sean cuidadosamente colocados y compactados; no deben contener piedras grandes o terrenos duros de dimensiones mayores de 7 cm. de diámetro; no debe emplearse con un elevado porcentaje de materia orgánica, ni césped ó escoria. Un material con una poca cantidad de limo o arcilla es ideal, puesto que forma un terraplén denso y estable.

El terraplén o relleno colocado bajo los costados y alrededor del conducto, debe colocarse alternativamente en ambos lados en capas de 15 cm. que permitan un apisonamiento perfecto. El material se coloca en forma alternada para conservarlo constantemente a la misma altura en ambos lados del tubo.

Las siguientes figuras nos muestran como deben terraplenarse los tubos.



El apisonamiento puede hacerse a mano, con equipo mecánico - - rodillo ó compactadores vibratorios, dependiendo de las condiciones de - campo. Lo más importante, es que el trabajo se haga con todo cuidado, - para lograr un relleno perfectamente apisonado.

No se recomienda la compactación de terraplenes, por medio de chorros de agua, excepto para material arenoso o arena con grava que no ofrece ninguna cohesión. El motivo consiste, en que el chorro no resulta satisfactorio en terrenos arcillosos, sino que tiende a producir una condición de inestabilidad permanente.

Al terraplenar alrededor y encima de la estructura, las cargas impuestas por el equipo pesado para mover o compactar la tierra puedan - exceder a las que se calcularon la estructura; por tanto, siempre es recomendable cubrir un tubo en forma apropiada antes de aplicarle cargas - directas.

A continuación se presentan algunas recomendaciones en la colocación de conductos. (Ver figura 8.2 y 8.3)

1.- La excavación de la zanja o lecho de corriente de un canal, debe conformarse, de modo que se adapte al alineamiento y pendiente que la tubería ó canal requiere, esto se puede realizar por medio de maquinaria ó mano de obra, dependiendo del ancho de la excavación.

2.- Si la tubería se instalará en una zanja, está debe ser tan angosta como sea posible, pero lo suficientemente ancha para permitir el apisonado bajo los costados.

Para estructuras grandes, generalmente la zanja no será mayor de 1.20 metros del diámetro de la estructura. Una zanja ancha, además de necesitar más excavación y relleno tiende también a aumentar la carga sobre la estructura; las paredes deben ser verticales cuando sea posible por lo menos hasta un poco más del diámetro del tubo.

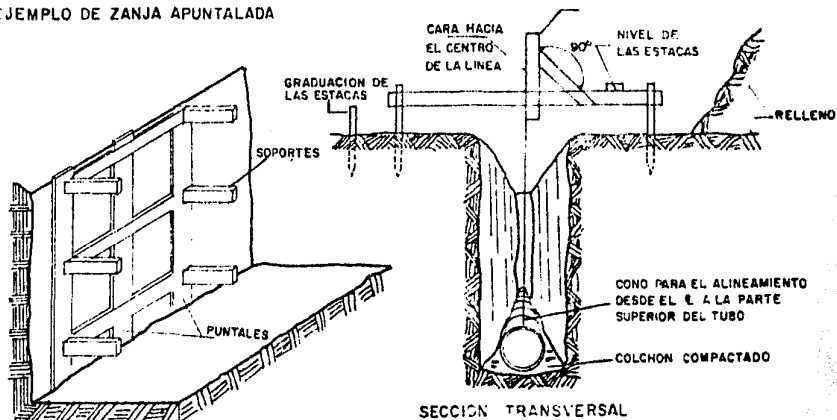
3.- Todas las estructuras deben instalarse de modo que el cuarto de su fondo quede firmemente apoyado; al conformar un lecho para un tubo rígido o flexible, dándole forma natural de base, requiere cuidadosa mano de obra, para que la estructura descansa perfectamente en toda su longitud, quedando preparada la base para su colocación.

4.- Todas las estructuras pueden sufrir pequeños asentamientos desiguales sin dislocarse o romperse; sin embargo, para que sean eficientes y presenten mejor aspecto, se recomienda instalarlas sobre una base resistente y adecuada que distribuya la carga uniformemente.

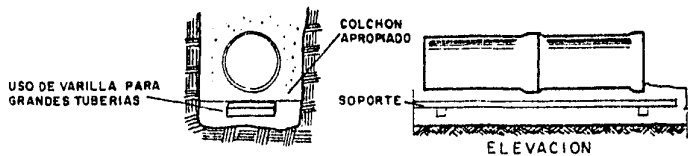
UN SUBDREN DE TUBO, consta de 4 partes: un tubo perforado dentro de una zanja cubierta con relleno filtrante o permeable y provisto de una boca de solido.

Cada una de estas partes deben de ser, de forma apropiada si se espera que el subdren funcione satisfactoriamente durante un largo

EJEMPLO DE ZANJA APUNTALADA



SECCION TRANSVERSAL

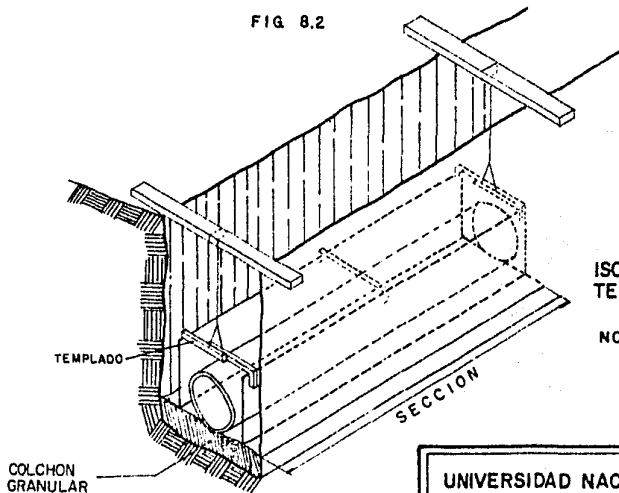


SECCION

ELEVACION

EJEMPLO DE REFUERZO EN SUELO INESTABLE

FIG. 8.2



ISOMETRICO DEL TUBO Y TEMPLADO DE LA ZANJA.

NOTA:

USAR DOS O MAS SECCIONES DURANTE LA INSTALACION.

FIG. 8.3

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No 8.2 8.3	ALINEAMIENTO Y COLOCACION DE LA TUBERIA
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO DF JULIO DE 1984

periodo de tiempo.

La construcción de un sistema de subdrenes se inicia generalmente por el extremo más bajo, o sea por el lado de descarga. Esto permite que el agua del terreno escurra de la zanja y que el fondo se conserve tan seco como sea posible durante la construcción.

El extremo de salida del tubo debe quedar bastante alto para que no se obstruya con residuos ó sedimentos.

Una malla de alambre o una compuerta de chanela en el extremo, evitarán la entrada de roedores que puedan formar sus nidos dentro del tubo. Dejando el extremo del tubo en voladizo y desviándolo de modo que entre a la corriente de descarga en posición oblicua, se evita la erosión.

Cuando los estratos acuíferos se extiendan hasta profundidades que no puedan ser drenadas hacia canales ó desagües naturales, el subdrén tendrá que colocarse en la capa acuífera para rebajar el manto freático normal.

Sin embargo, es preferible que el subdrén se instale lo suficientemente profundo, de modo que la línea de escurrimiento del tubo quede abajo del manto acuífero.

Para la profundidad de la zanja, deberá tomarse en cuenta la pendiente del tubo, siendo casi igual a la línea de escurrimiento. Las líneas laterales del subdrenaje deben instalarse con pendiente mínimo de 0.3%. Las líneas principales se instalarán con la misma pendiente mínima, aun cuando en casos necesarios pueda permitirse hasta el 0.1%.

La zanja deberá ser lo más angosta posible, siempre que no impida la colocación de las basadas de acoplamiento.

El ancho mínimo será igual al diámetro del tubo, más 23 cm. - vease figura 8.4.

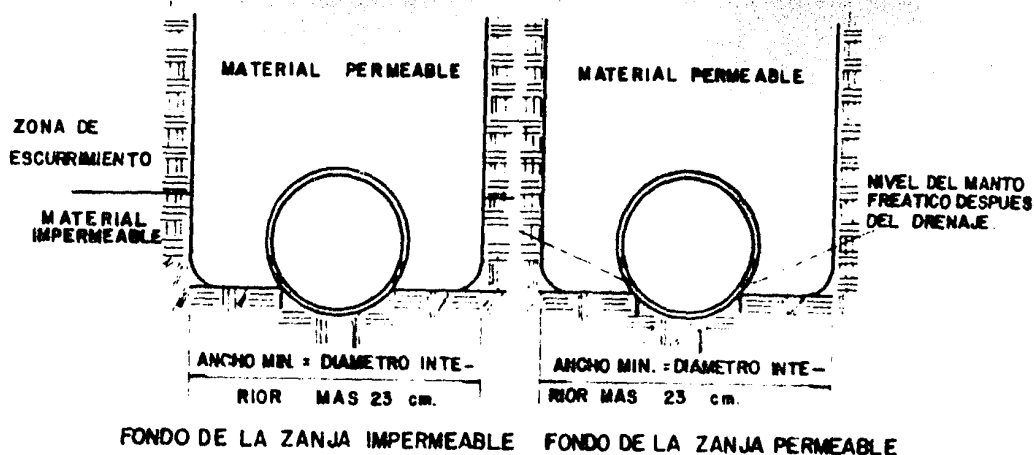


FIG. 8.4

El tubo para subdrenes debe colocarse sobre una base estable; si el fondo de la zanja está en una capa impermeable que se encuentre húmeda y batida, puede que sea necesario, agregar material granular para estabilizar el fondo. Sin embargo, el espesor de este último material deberá ser tal, que no permita el escurrimiento del agua por debajo del subdrén.

La instalación del tubo, se mencionó anteriormente, pero tratándose de tubo para subdrenes debe tomarse una precaución adicional en relación con las perforaciones.

Estas deben quedar en los cuartos inferiores, excepto en donde el tubo cruza estratos permeables, por los cuales el agua se perdería, causando daños posteriores aún mayores. Colocando las perforaciones como se indica en la figura, se retaja el manto del agua lo más posible para cierta profundidad de zanja y se reduce la tendencia del material de relleno a penetrar en el tubo. El segmento sin perforar que se encuentra en el fondo es suficiente para recibir la corriente del agua interceptada por el dren.

La zanja del subdrén debe rellenarse con material granular fino, permeable y graduado, el cual sirve como filtro y evita que las partículas finas del suelo penetren y obstruyan el conducto.

La graduación del material filtrante (recomendado), se clasifica como No. 1 en la tabla 8.1. Muchas arenas de banco sin clasificar y agregados como arena y grava para concreto llenarán los requisitos; la piedra triturada graduada, sin propiedades aglutinante puede emplearse también; material que contenga no más del 10% de su peso en partículas mayores de 9.5 mm., pero que aún pueda considerarse de graduación No. 1, resultará apropiado como filtro. Es importante que el material fino se encuentre en contacto con los lados de la zanja en todo el espesor y del estrato acuífero, impidiendo, el arrastre de las partículas finas de las paredes de la zanja, que obstruirían la capa filtrante gruesa y el tubo. (Fig. 8.5).

El material filtrante debe depositarse en capas y apisonarse hasta unos 15 cm., abajo de la superficie del terreno, rellenando el resto de la zanja con tierra perfectamente apisonada. En donde se desee interceptar el agua de la superficie sin que haya posibilidad de que se deposite el limo, el material filtrante puede alcanzar la profundidad del terreno natural.

Cuando se usan subdrenes con juntas abiertas (en vez de perforaciones), es generalmente necesario emplear dos materiales diferentes para el relleno. Un material filtrante grueso (No. 2 de la tabla 8.1) se coloca en contacto con el tubo para evitar la entrada del material fino, después el material filtrante fino (No. 1 de la tabla 8.1) debe usarse para evitar el arrastre de las partículas finas del suelo, procedentes de las paredes de la zanja. (Ver Figura 8.5).

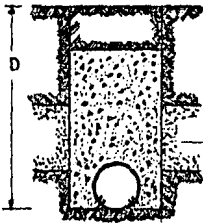
Si se emplean tubos perforados de barro ó concreto de tramos cortos, las juntas deben sellarse con mortero de cemento. El colocar simplemente yute ó papel para techo sobre las juntas, no impedirá la

TABLA 8.1

GRADUACION DEL FILTRO	PORCENTAJE QUE PASA POR EL TAMIZ ESTANDAR A.S.T.M.							
	38.1mm	25.4mm	9.5mm	No. 4	No. 8	No. 16	No. 50	No. 100
No. 1	--	--	100	95-100	---	45-80	10.30	0-100
No. 2	100	90-100	25-60	5-40	8-20	--	--	--

CONDICIONES DE CONSTRUCCION DE DRENES

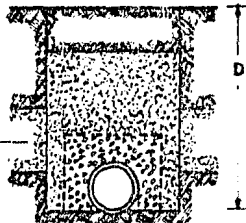
TUBO CORRUGADO DE METAL



SOLO SE REQUIERE UNA GRADUACION FILTRANTE

La graduacion No.1 se usa para evitar el arrastre de las particulas del suelo de las paredes de la zanja, lo que produciria la sedimentacion del subdren y el asentamiento de la superficie.

TUBO SECCIONAL PARA DRENES



MANTO ACUIFERO

SE REQUIEREN DOS GRADUACIONES FILTRANTES

La graduacion No.2 es necesaria en combinacion con la graduacion No.1, para evitar que el material filtrante fino sea arrastrado hacia las aberturas grandes de las juntas y obstruya el tubo.

- LA PROFUNDIDAD "D" DEBE DE VARIARSE DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE INSTALACIONES.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
FIG. No.	ESPECIFICACIONES PARA
8.5	SUB-DREN
TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS	
ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO	MEXICO DE JULIO DE 1964

entrada de material filtrante finamente graduado.

8.3 MAQUINARIA

En la construcción del drenaje, deberá contarse con la herramienta y el equipo necesario para realizar la obra, ya sea que ésta se realice por medio de mano de obra ó utilizando maquinaria ó combinación de ambos, esto será, conforme a las especificaciones que el proyectista y diseñador de la obra indique.

La herramienta y equipo se podrán usar en la excavación, colocación, relleno y compactación del material.

El equipo puede ser: pala, pico, carretilla, pisonas manuales o mecánicos, equipo de soldadura, pluma lateral, draga de arrastre, -- retroexcavadora, zanjadora, camiones de volteo, aplanadora para zanja y otros.

En el apendice 8.3, se da una breve descripción y uso de cada uno dentro de la construcción, del drenaje.

APENDICE 8.1

CONDUCTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

A continuación se dan algunos conceptos de los conductos rígidos y flexibles.

CONDUCTOS RIGIDOS, tales como de concreto, hierro fundido o arcilla fallan por ruptura de la pared del tubo. Su habilidad principal para soportar las cargas resulta de la resistencia inherente o solidez del conducto.

CONDUCTOS FLEXIBLES, tales como tubos corrugados de metal, o de lámina delgada de acero, fallan por flexión. Los tubos flexibles -- dependen, en parte, de su resistencia inherente para resistir las cargas externas. Al deformarse bajo las cargas, el diámetro horizontal aumenta, comprimiendo el terreno adyacente por los lados, creando una "resistencia pasiva", que a su vez, ayuda a soportar las cargas que se aplican sobre el tubo.

Las estructuras corrugadas, debido a su peso liviano y resistencia a la fractura, pueden instalarse rápida y fácilmente, sin empleo de equipo costoso. Han sido proyectadas para distribuir las cargas externas en toda la superficie de la estructura y en el material de relleno; aún cuando puedan soportar moderados asentamientos desiguales y cambios de dimensiones que ocasionarían el fracaso de las estructuras rígidas. — Una base bien preparada y relleno de material estable, bien apisonado, — satisfarán las condiciones en que se basa su diseño, lograndose con esto una adecuada instalación.

APENDICE 8.2

Alcantarilla de lámina corrugada de acero

- Salvo indicación contraria al proyecto y/o del representante. En la construcción de alcantarillas no se emplearán tubos con diámetro menor de setenta y cinco centímetros (75 cm.)

- El tubo o el arco podrá formarse con una ó más placas ensambladas o remachadas.

- Las dimensiones, forma y número de placas, calibre de lámina, recubrimiento adicional, bandas de acoplamiento, remaches, pernos, - gomas y demás características, serán indicados en el proyecto y/o serán ordenadas por el representante.

- Las láminas de metal base, estarán galvanizadas en ambas - caras.

- Cuando lo señale el proyecto y/o lo ordene el representante la lámina galvanizada deberá tener un recubrimiento adicional para protegerla contra la erosión a la corrosión, el cual consistirá en una - - doble capa de cemento asfáltico, aplicada por el procedimiento de inmersión. El asfalto deberá ser del tipo oxidado y aplicarse a una temperatura comprendida entre noventa y dos grados Celcius (92°C) y noventa y seis grados Celcius (96°C).

El espesor final del recubrimiento de doble capa asfáltica, - será como mínimo de uno punto tres (1.3) milímetros y como máximo de uno punto siete (1.7) milímetros.

ALCANTARILLAS TUBULARES DE CONCRETO

- Las dimensiones y características, así como el procedimiento de fabricación de los tubos se estipularán en el proyecto y/o los - - ordenará el representante.

Salvo indicación contraria del proyecto y/o del representante, en la construcción de alcantarillas no se emplearán tubos con diámetro menor de setenta y cinco (75) centímetros.

SUBDRENESES

- Las arenas y/o gravas para formar los filtros en los subdrenes serán limpias y constituidas por partículas resistentes. Salvo indicación contraria, su granulometría será lo que se indica en la figura (8.6.a.)

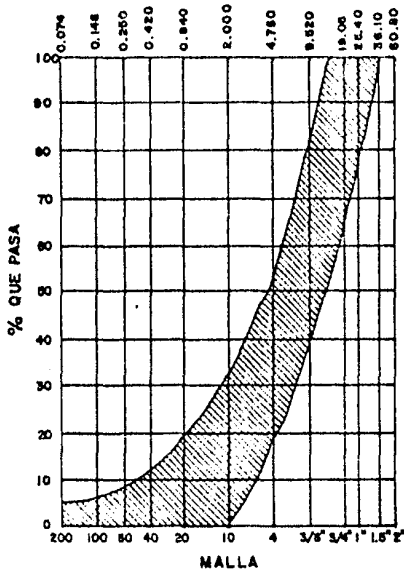
- La piedra que se utilice, deberá ser de buena calidad, sana, homogénea y durable. Los tamaños serán los que señale el proyecto y/o indique el representante.

- Los tubos que se empleen en los subdrenes, excepto en los de penetración, llevarán cuatro (4) hileras de perforaciones, dos (2) a cada lado 4 en forma simétrica con relación al eje vertical, según se indica en la figura (8.6.b).

Salvo indicación contraria, tendrán un diámetro interior, de quince (15) centímetros y podrán ser de uno de los materiales siguientes:

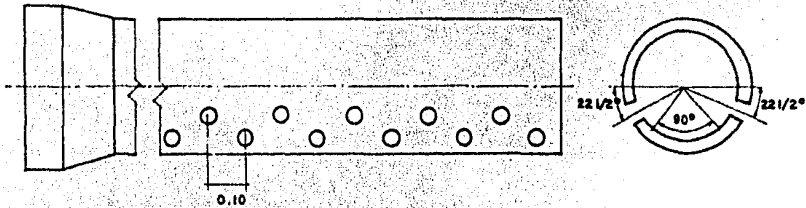
A.- De barro del tipo macho y campana, recocidos vetrificados o no, exentos de defectos y grietas con una longitud de no mayor de un metro.

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA
TAMAÑO DE LAS PARTICULAS EN m.m.



NOTA: LA GRANULOMETRIA DEL MATERIAL DE
FILTRO DEBERA ESTAR EN LA ZONA
SOMBREADA DE LA GRAFICA.
ESTE MATERIAL DEBERA CUMPLIR
ADEMAS CON: LL \leq 25% ; IP \leq 6%

Fig. 8.6.a



PERFORACIONES DEL TUBO DE CONCRETO

Fig. 8.6.b

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

FIG.
No.

ESPECIFICACIONES PARA SUB-DRENES

8.6

TESIS PROFESIONAL: DRENAJE DE AEROPUERTOS

ALVAREZ ROSALES ALEJANDRO

MEXICO D.F. JULIO DE 1984

APENDICE 8.3

A continuación se dará una breve descripción, del uso de cada uno dentro de la construcción del drenaje.

La pala, el pico y la carretilla, son equipos muy normales — dentro del ramo de la construcción, totalmente utilizados para la excavación y colocación del material, por conducto de la mano de obra. La descripción de cada uno de estos no creo sea necesario hacerlo.

ZANJADORAS.— Son máquinas excavadoras, que constan, de un tractor, sobre el cual se montan el equipo de excavación, formada por dos plumas equipadas con ruedas cortadoras, congilonos y bandas transportadoras. La pluma excavadora o de escalera lleva una rueda cortadora ó una cadena de congilonos, que se adapta en la parte posterior del tractor, o al frente según sea el equipo de excavación. La pluma de descarga o apiladora conduce el material excavado através de una banda transportadora hasta depositarlo a un lado de la zanja. El accionamiento de los elementos excavadoras es generalmente hidráulico, pero la fuerza motriz necesaria para desarrollar el trabajo y el desplazamiento de la maquinaria, es proporcionado através del motor del tractor.

Para el relleno de zanjas, utilizan un pequeño faldón recto— colocado en la parte frontal del vehículo, y dependiendo del tipo de pluma o estructura por donde corre la cadena de congilonos recibe los nombres de: zanjadoras de rueda ó zanjadora de congilonos.

LA RETROEXCAVADORA.— Maquinaria de control y funcionamiento — hidráulico, excelente para trabajos de excavación abajo del nivel en que se apoyan. Consta principalmente de una pluma o aguilón de forma — recta o de cuello de ganso, y lleva articulada un brazo ó "vigüeta" con un cucharón adaptado en su extremo superior.

La pluma como el brazo son vigas de acero a base de tubos o placas, de sección tubular o en caja respectivamente. El cucharón que va reforzado en uno de sus extremos por una hilera de dientes y un par de cortadores laterales para facilitar la penetración es de ataque inverso de la carga y fácil excavación.

Cuenta con una cabina de operación totalmente cerrada, pero con amplia visibilidad gracias a los vidrios protectores, techos y puertas corredizas.

LA DRAGA DE APPIASTRE: Consta de una larga y ligera pluma de grúa, que lleva en su extremo superior una polea de guía y un cucharón, que se une a la máquina por cables. La pluma está constituida de celosías o ángulos de acero y formada por lo menos de dos secciones que disminuyen de tamaño en sus extremos. La polea de grúa que va montada en el extremo superior de la pluma, sirve para alinear el cable de arrastre y que pueda enrollarse uniformemente. Los cucharones son de tipo ligero, normal y pesado, y van reforzados según su tamaño y provistos de perforaciones para cuando son sumergidos en agua. Son muy usuales en excavaciones de canales, arenas, zanjas, también en el mantenimiento de los mismos.

LA PLUMA LATERAL O TIENDE TUBOS.- Es un equipo adicional exclusivo de los tractores de oruga que consiste, como su nombre lo indica, de una pluma colocada en la parte media del tractor, inclinada hacia afuera y apoyada junto a las orugas. Del otro lado va soportado un malacate articulado a un contrapeso, para efecto del equilibrio.

Por lo general, sirve para elevar cargas pesadas a poca altura y para el tendido de tuberías de gran diámetro.

Para el apisonamiento puede usarse **COMPACTADORES MANUALES O MECANICOS**. Para apisonar bajo los costados de una estructura se requie-

re generalmente de un madero de 5 X 10 cm. de sección, para trabajar en espacios reducidos.

LOS PISONES DE MANO.- Consiste en una placa de acero rectangular o cuadrada con una agarradera fija en la parte superior del cuerpo del apisonador no deben pesar menos de 10 kg. Esta se levanta y se dejan caer sobre el material.

LOS PISONES MECANICOS.- Es operado por motores de gasolina, eléctrico ó mediante aire comprimido. Funciona dejando el "pie" o "placa metálica" sobre el terreno martillandolo, por vibración; combinación de vibración y martilleo ó por caída del peso. El compactador de impacto llamado bailarina pertenece a éste grupo. La mayor parte de los tipos de pisones mecánicos dan buenos resultados y pueden usarse en todas partes, excepto en lugares muy estrechos; sin embargo, deben usarse - - cuidadosamente abarcando, toda el área de cada capa, para lograr la - - compactación deseada. Debe evitarse golpear la estructura con el equipo mecánico.

LOS COMPACTADORES DE RODILLOS VIBRATORIOS.- Son autopropulsados y de acción vibratorios, tanto la propulsión como la vibración son - producidas por un motor de gasolina. El rodillo consiste en un tambor - liso y produce un impacto hasta de 21 ton. Este tipo de equipo se utiliza en fondos de zanjas así como en la compactación de rellenos de - - drenaje o de tuberías.

En donde el espacio lo permite puede emplearse RODILLOS PATA- DE CABRA DE LLANTAS DE CAUCHO, u otras que compriman bien el terraplén - alrededor de la estructura. Si se usan estos, la parte adyacente a la - estructura debe apisonarse con equipo de mano ó mecánico.

Así como se cuenta con OTROS, que pueden ser auxiliares o - - complemento de cada una de las herramientas y equipo utilizado para la - excavación, colocación y relleno del sistema de drenaje.

CAPITULO IX

COSTOS

En los inicios de la construcción, los éxitos que obtenía el ingeniero encargado de la organización y la distribución de los costos - para la obra, dependía de la habilidad que éste tenía para manejar adecuadamente, el elemento humano y el equipo usado; esto es en función de ejecutar la obra en el menor tiempo y al más bajo costo posible, lo anterior, el ingeniero lo hacía guiado únicamente por su intuición y sus experiencias muy personales.

Hoy en día este sistema ha sido reemplazado casi en su totalidad por la planificación minuciosa de cada paso de la obra, antes de que ésta inicie, escogiendo el equipo idóneo para un proyecto definido, previo análisis exhaustivo del mismo, determinando así los mejores métodos de construcción para su correcta ejecución y mantenimiento, controlados mediante periódicos, reportes de avance de obra, costos y cualquier otra información.

Dentro de los múltiples problemas que se presentan en el ramo de la construcción, el establecimiento de los precios unitarios equitativos a que debe pagarse un trabajo, ha sido tradicionalmente un punto de divergencia de opiniones entre las empresas contratistas y los órganos oficiales o particulares encargados de la realización de obras, lo que ha constituido motivo de discusiones, pérdidas de tiempo y entorpecimiento del desarrollo de las obras, creando en muchos casos fricciones entre el personal encargado de los trabajos.

Si con anticipación se establecen en forma perfectamente definida las especificaciones, normas y criterios generales que servirán de base para el cálculo de los precios unitarios, los puntos de divergencia se reducirían al mínimo. La elaboración de los precios unitarios, no es más que una etapa dentro del proceso constructivo general, que se

inicia con la investigación ó estudio de la factibilidad de realizar una obra y que termina con la construcción de la misma. No es posible calcular precios unitarios sin apoyo en especificaciones, ya que son éstas precisamente las que definen la obra que se requiere y la forma en que debe ejecutarse lo que indudablemente constituye la base para determinar los precios unitarios de los conceptos de la obra.

Los precios varían en las distintas zonas del país y según las obras dependiendo del suelo, del agua, del tiempo, eficiencia de la mano de obra, escala de salarios, topografía, normas de diseño y métodos de construcción. Por lo tanto, aún cuando se obtengan los costos del equipo y salarios, éstos solo tienen valor cuando van acompañados de la descripción de las condiciones especiales de cada obra.

Si una obra se puede ejecutar siguiendo dos métodos distintos, o usando dos equipos diferentes, el método y el equipo más económico para realizar la obra, serán los adecuados. Lo anterior lleva a incrementar el número de análisis de costos para determinar que método ó equipo debe emplearse.

Los costos promedios, valiosos para hacer comparaciones generales, pueden conducir a errores si se aplican a una obra en particular; los precios unitarios cotizados en obras anteriores son igualmente una base errónea para cotizar futuras obras; a menos que sean apoyadas por un buen criterio, experiencia y conocimiento de las circunstancias que acompañan a cada caso.

El contratista puede por tanto cotizar competitivamente y obtener la ganancia a que tiene derecho por su inversión y riesgo. Estimando los costos de los varios métodos y materiales, comparándolos con los objetivos que se desean alcanzar, puede conseguirse el servicio máximo por el dinero invertido.

A continuación, se presentan aspectos generales de la forma - de como obtener el precio unitario de los diferentes conceptos que inter vienen en una obra (*).

Primeramente se obtiene el costo unitario, que resulta del -- costo directo más el costo indirecto aplicado al costo anterior.

EL COSTO DIRECTO.- Son todos los gastos en que se incurre - - para realizar el trabajo y que pueden ser directamente atribuidos al mis mo, tales como sueldos y honorarios del personal técnico y de apoyo, - - prestaciones sociales de dicho personal, adquisiciones de materiales - - para el desarrollo del trabajo, amortización de los equipos utilizados - - en la elaboración del mismo, viáticos y gastos de movilización, gastos - de residencia, servicios foráneos y cualquier otro gasto directamente - imputable a la planeación, ejecución y presentación de los trabajos; in- cluyendo aquellas otras actividades necesarias para su realización, ta - les como supervisión directa, recopilación de información, reuniones - - para toma de decisiones, presentación de informes, etc.

Dentro de los sueldos y honorarios se incluyen todas las can- tidades pagadas como salarios y tiempo extra de todo el personal asigna- do al proyecto, la parte proporcional del tiempo del personal que traba- ja parcialmente en el mismo, incluyendo personal técnico especializado, - consultores, y cualquier otro que participe directamente en la producción.

Se consideran como prestaciones todas las cantidades pagadas- por la empresa por concepto de prestaciones sociales de Ley a los traba- jadores y las que normalmente otorga la empresa, tales como seguro so -- cial, impuestos de Ley al trabajo, aguinaldo, vacaciones, prima vacacio- nal, seguros diversos, fondos de la vivienda, prima de antigüedad.

(*) Información obtenida de los Aranceles del Colegio de Ingenieros - - Civiles de México, S.A.

EL COSTO INDIRECTO:.- Se consideran como costos indirectos - todos los gastos en que incurre la empresa para su funcionamiento y - - operación, integrados por los costos diversos en los centros de traba - jo, gastos de gerencia, gastos de administración, promoción, actualiza - ción técnica, financiamiento, fianzas y seguros, y todos aquellos no - - cargados al rubro de costos directos.

Los costos diversos de los centros de trabajo incluyendo los gastos distintos de sueldos en que se incurre en dichos centros de tra - bajo tales como renta de locales, depreciación de mobiliario y equipo, - energía eléctrica, teléfono, papelería, copias, artículos menores de - - trabajo, etc.

Los gastos de gerencia incluyen los salarios y prestaciones - sociales de la gerencia de la empresa y de su dirección técnica, su per - sonal auxiliar, costos de instalación y equipo asignado a la misma, - - gastos de relaciones públicas, de asociaciones técnicas, de participa - ción en eventos técnicos, asesorías legales, gastos de registro, escri - turación de la sociedad y otros costos atribuibles a la gerencia.

Los gastos de administración incluyen los salarios y presta - ciones sociales, costos de instalación y equipo del personal administra - tivo y las erogaciones en actividades administrativas, tales como con - tabilidad general, auditorías internas y externas, contabilidad de cos - tos, contratación, cobranza, manejo de caja, manejo de personal, com - pras, manejo financiero, vigilancia, intendencia, control de inventarios establecimiento de procedimientos y sistemas y, en general, de todas las actividades de la gerencia administrativa.

La promoción incluye los salarios, prestaciones e instalacio - nes de equipo aplicados a promover la actividad de la empresa en nuevos - campos, de actividad en elaborar propuestas de trabajo no aceptadas, en - elaborar y publicar folletos, así como los gastos de representación y - - comisiones.

La actualización técnica incluye los costos en que incurre la empresa para el mejoramiento técnico de sus elementos y en la capacitación de los trabajadores de la misma, así como en el mantenimiento de sus bibliotecas técnicas y en el desarrollo de sistemas y procedimientos que mejoren la calidad del trabajo.

El financiamiento corresponde a los costos necesarios para afrontar los compromisos económicos de la empresa.

Fianzas y seguros son los costos de las diversas fianzas de garantía establecidas en los contratos, y los de diversos seguros que cubren los riesgos de operación.

El costo indirecto puede dividirse en:

Costo indirecto de operación: es la suma de gasto que por su naturaleza intrínseca, son de aplicación a todas las obras efectuadas en un tiempo determinado. (Año Fiscal, año calendario, ejercicio, etc.)

Costo Indirecto de obra: Es la suma de todos los gastos que por su naturaleza intrínseca, son aplicables a todos los conceptos de una obra en especial.

En el siguiente cuadro sinóptico se ilustran estas dos subdivisiones y los conceptos que las constituyen:

<u>COSTO INDIRECTO:</u>	1.- Cargos técnicos y/o profesionales
	2.- Cargos administrativos
	3.- Alquileres y/o amortizaciones
DE OPERACION	4.- Suscripciones y/o afiliaciones
	5.- Seguros
	6.- Materiales de consumo
	7.- Promociones

COSTO INDIRECTO:

DE OBRA

1. Cargos de campo
 2. Seguro Social
 3. Imprevistos
 4. Financiamiento
 5. Utilidad
 6. Fianzas
1. Técnicos y/o profesionales
 2. Administrativos
 3. Transportes
 4. Accesorios

Si la utilidad queda incluida dentro del costo indirecto, este, aplicado al costo directo y sumando ambos, se obtiene el precio unitario.

Generalmente se acostumbra poner la utilidad por separado y — sumarla al costo unitario, obteniéndose asimismo el precio unitario correspondiente.

Para conocer el costo horario de los diferentes equipos que — intervienen en cualquier proceso constructivo, se deben tener en cuenta — los siguientes elementos:

- 1.- Interés.- El equipo debe considerarse como una inversión y — como tal deberá redituvar un interés a su propieta rio.
- 2.- Depreciación.- Se acepta que a través del tiempo el equipo — pierde su valor, por lo tanto es necesario consi — derar el concepto de depreciación como integrante del costo del equipo.
- 3.- Reparaciones.- Para mantener en condiciones de trabajo un — equipo requiere de mantenimiento: se considera — como un porcentaje de la depreciación.
- 4.- Seguro.- Para cubrir la destrucción imprevista de un equipo.

- 5.- Combustible.- Para obtener energía mecánica.
- 6.- Gastos y fijos.- Son gastos que requiere un equipo por concepto de impuestos.
- 7.- Operador.- Persona encargada de manejar el equipo y ayudante si lo requiere.

En el apéndice "A" se incluyen algunos ejemplos de obtención de costos para algunos trabajos, en el cálculo para los costos del drenaje. Así como algunas condiciones generales para la obtención del rendimiento de maquinaria.

APENDICE "A"

A continuación se presentan algunos ejemplos, que se cree son convenientes, únicamente para forma de explicación de los factores que se toman en cuenta en los costos.

EJEMPLO 1; OBTENCION DEL COSTO-DIA-TRABAJADO PARA PEON

El costo por día trabajado para un peón esta constituido por:

Salario base	\$
Prestaciones	\$
Educación 1%	\$
Seguro Social	\$
S U M A	
INFONAVIT 5% X 1.25 X salario base	\$
Guardería 1% X salario base	\$
T O T A L	
	\$

A continuación se describe el procedimiento para la obtención de cada uno de ellos.

PRESTACIONES:

Es la obtención del porcentaje, es la que esta regida conforme a la Ley Federal del Trabajo (0.307)

$$\text{Esto es } P = \text{salario base} \times 0.307 = \$$$

EDUCACION:

Se toma el 1% del salario base

$$E = \text{salario base} \times 0.01 = \$$$

SEGURO SOCIAL:

En este se deben basar en las tablas de cuotas semanales tanto por seguro de enfermedades y maternidad y por seguros de invalidez, vejez, cesantía y muerte. La categoría o grupo de salario, conforme se - tabula estan tomados en base al salario mínimo y continúa con este hasta el máximo.

Esto es, se obtiene la cuota tanto para el trabajador como del patrón.

T A B L A	DEL PATRON	DEL TRABAJADOR
ENFERMEDAD Y MATERNIDAD	\$ ₁	\$ ₂
INVALIDEZ, VEJEZ, CESANTIA Y MUERTE	\$ ₁	\$ ₂
S U M A	<u>T\$₁</u>	<u>T\$₂</u>

$$\$C = \$'_1 + \$'_2$$

La T\$₁ es la cuota que debe pagar el patrón, pero cuando paga el salario mínimo se le debe sumar la cantidad correspondiente al trabajador (T\$₂)

$$T\$'_1 = T\$_1 + T\$_2$$

Donde: T\$₁ = cuota semanal obrero-patronal.

A esta cuota se le incrementa la cuota obrero-patronal por seguro de invalidez, vejez, cesantía y muerte (\$C) modificado por un factor de 125% que es por riesgo de trabajo.

$$1.25 \times \$C = A$$

Cuota por seguro social por semana trabajador da:

$$T\$'_1 + A$$

6

$$T\$_1 + A \quad \text{y} \quad T\$_2 + A$$

Cantidades que afectadas por el coeficiente del seguro social- da el costo por seguro social trabajador/día laborado. Que es el costo que se forma en el costo diario por peón.

EJEMPLO 2: COSTO OBRA DE MANO: EXCAVACION EN TIERRA POR METRO CUBICO

Se debe tener conocimiento del costo diario de obra de mano — del trabajador.

Pero antes se debe tener idea del rendimiento y equipo utili- zado:

Esto es utilizando una pala que tiene una capacidad de 3.0 a - 3.5 litros (depende del angulo de reposo del material), el ciclo por — palada, número de días efectivos por día y la eficiencia (que se consi- derará conforme al criterio del calculista), así como el coeficiente de abundamiento del material. Con estos datos se puede obtener el rendi- miento efectivo por día.

- Capacidad = C = 3.00 - 3.5 litros
- Ciclo de paladas - V (seg)
- Número de horas efectivas por día - 7 X 3600 seg/hr = 25 200 seg.
- Eficiencia - %
- Coeficiente de abundamiento - T

$$\text{Rendimiento efectivo /día} = \frac{25\ 200}{V} \times \frac{\%}{T} \times C(m^3) = R\ m^3/\text{día}$$

Aplicando el rendimiento obtenido al costo diario, obra de — mano se obtendrá:

$$\text{Costo de obra de mano}/m^3 = \frac{\text{Costo diario obra de mano}}{\text{Rendimiento efectivo/día}}$$

A continuación se describen las condiciones generales para la obtención del rendimiento de maquinaria:

RENDIMIENTO DE LAS EXCAVADORAS.- Unicamente se incluyen en - -
éste estudio a los equipos que trabajan con cucharón como son:

- . Palas de cucharón
- . Draga de arrastre
- . Cucharón de almeja
- . Retroexcavadoras

Los factores que deben tomarse en cuenta para el cálculo del -
rendimiento son:

- a) Tipo de material
- b) Profundidad real del corte
- c) Angulo de giro
- d) Dimensión del equipo frontal
- e) Eficiencia del operador
- f) Condiciones del equipo y obra
- g) Capacidad del vehículo y transporte

Por lo tanto la fórmula con que se calcula el rendimiento - -
teórico de ésta maquina es:

$$R = \frac{3\ 600 \times Q \times E \times K \times 0.764 \times F.V.}{t} \quad (\text{M}^3/\text{hr})$$

donde:

- R: Rendimiento en m^3/hr
- Q: Capacidad o volumen del cucharón (yd^3)
- E: Factor del rendimiento
- K: Factor de llenado del cucharón (depende de las dimensiones y capacidad del cucharón).
- F.V.: Factor volumétrico
- t: Tiempo empleado en efectuar un ciclo (en segundos)
- 3 600: segundos que tiene una hora

Un ciclo de trabajo está compuesto por todas las maniobras que se tengan que hacer empleando diferentes tiempos que se pueden considerar de la siguiente manera:

- a) Tiempo en cargar el cucharón
- b) Tiempo empleado en elevar y efectuar un giro para poner el cucharón en posición de descarga
- c) Tiempo de maniobras de descarga
- d) Tiempo de regreso del cucharón para ponerse en su posición inicial o de ataque para efectuar la carga.

RENDIMIENTO DE LOS COMPACTADORES.- La obtención del rendimiento de éstas máquinas en general, se mide a través de un promedio en el que se considera el número de pasadas que necesita hacer una máquina, - para obtener la compactación deseada.

La fórmula para determinar su rendimiento es:

$$R = \frac{A \times v \times e \times C \times 10}{N}$$

donde:

R = Rendimiento en m³/hr

A = Ancho compactado por la máquina en M.

v = Velocidad en Km/hr

e = Espesor de la capa en cm.

C = Coeficiente de reducción (0.6 a 0.8)

10 = Factor de conversión de unidades

N = Número de pasadas hasta obtener la compactación requerida.

CAPITULO X

MANTENIMIENTO

Cuando se encuentra listo el aeropuerto para su operación, es entregado a las autoridades encargadas de su funcionamiento, así como de su modernización y el mantenimiento de todos los sistemas.

Por esto, el sistema de drenaje del aeropuerto, es un punto importante a cuidar en el mantenimiento, esto es para evitar que los demás sistemas sufran daños en sus estructuras, ocasionando retraso en los vuelos y por ende molestias y retrasos a los usuarios.

Por lo mismo, se deberá designar al personal calificado, para que sea el encargado de que el mantenimiento sea adecuado. Deberá ser proveído con equipo, material y provisiones suficientes.

Se debe realizar un programa para inspección de todas las instalaciones, esto se hará de acuerdo al tamaño e importancia que tenga el aeropuerto, así como de sus condiciones climatológicas de la región o zona en que se encuentra localizado. Esto es, porque, no se tendrá el mismo mantenimiento si el aeropuerto se encuentra ubicado en una zona desértica como en una zona tropical.

El personal debe estar familiarizado con cada uno de los elementos, así como de conocer su diseño, capacidad y la localización de cada uno. Esto será con el fin de saber que tipo de mantenimiento requiere cada uno.

Algunos de los elementos a los que se les debe tener gran cuidado, y mayor prioridad en el mantenimiento son: rejillas de cajón alcantarillas, albañales, canales colectores, drenaje transversal a la pista, subdrenes y otros.

Estos elementos, pueden ser obstruidos por: ramas, trozos de troncos, hierba, lodos, arenas y algunos elementos sedimentados en las

tuberías, que pueden ocasionar daños en los sistemas, como: erosiones - desgaste e inclusive pueden producir la destrucción de los mismos.

Las obras son los elementos más carcanos a los sistemas como son: pistas, calle de rodaje, plataforma y edificios del aeropuerto; en algunas ocasiones, se permitirá que crezca el follaje o césped, si la pendiente de la zanja (por condiciones de construcción), se modificó respecto a la de proyecto, por ello el follaje servirá como estabilizador de los canales a cielo abierto. Se logrará buenos resultados, si se tiene gran cuidado de que el follaje o césped no contenga malas hierbas, maleza, leños y otros estorbos, que forzarían a desviar o restringir el flujo a cualquier hora. Por ello, se debe dar un pequeño mantenimiento a un buen tiempo para evitar y prevenir reparaciones mayores, posteriormente.

Cuando el sistema consiste en zanjas y estan en combinación con corrientes naturales, en ocasiones y por lo general se podrían mantener por si solas.

El equipo de mantenimiento; que se utiliza para la limpieza de las líneas de drenaje de limos, arenas y otro tipo de material sedimentable incluyendo materias corrosivas, cortadoras y otros, pueden ser escobetillas, cucharones, raspadores y tornillos limpiadores. Esto puede ser utilizado ya sea por medio de mano de obra o con equipo mecánico ya que estos pueden ser el implemento mecánico como el de un motorcito, estos estan unidos y adaptados al equipo en todos los calibres para la mayoría de las tuberías. Las varillas seccionales para albañales; usadas manualmente podrían ser usados a lo largo de las mismas o en tramos.

La conservación del drenaje del aeropuerto tanto para la protección del área, como de su cumplimiento interno, estará condicionada al plan de trabajo que se implante en la inspección de este.

Una inspección periódica dara buenos resultados, ya que no se descuidan las obras y cuando se presente alguna tormenta ó torrencial estarán preparadas a soportar sus embates y dar un adecuado desalojo a las mismas, esto no ocurriría si las obras de drenaje no se han inspec-

cionado con frecuencia, ocasionando que las aguas torrenciales no puedan encausarse adecuadamente, produciendo desbordamientos en los sistemas y por ende la inundación de los elementos que comprenden al aeropuerto, — principalmente a las aeropistas y plataforma. Esto ocasionaría que se suspendiera temporalmente la operación del aeropuerto, hasta que se desalojarán las aguas.

Frecuentemente es adecuado que se realice una inspección de las obras después de la presentación de alguna tormenta, para ver como están funcionando cada elemento y así tomar notas al respecto.

Estas notas dirán si es conveniente rediseñar la estructura ó en caso de alguna falla ó daño, se deba restituir inmediatamente.

Por esto, la conservación es uno de los puntos fundamentales de los drenajes, en los cuales se pueden aumentar o disminuir su costo de conservación, esto será conforme a la forma en que se supervisan las obras.

CAPITULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conociendo la importancia que tiene el drenaje en las obras de la ingeniería civil directa e indirectamente, en el estudio del drenaje del sistema aeroportuario advertí que el adecuado funcionamiento es fundamental e imprescindible para una buena marcha y el mantenimiento de éste, pero, que muchas veces no se toma en cuenta o se le dá la importancia requerida.

En el presente trabajo trate de resaltar la trascendencia que tienen las aguas pluviales y residuales en el drenaje de aeropuertos. - Describí diferentes tipos de drenajes pluviales y subterráneos en las áreas internas y externas del aeropuerto y su utilización en forma aislada o combinada con el fin de proteger más adecuadamente las pistas, calles de rodaje y plataforma. En las circunstancias como donde el agua se haya precipitado, se encuentre en el subsuelo deseando aflorar ó que se haya en las inmediaciones del aeropuerto amenazando con inundar al mismo, impidiendo con esto su operación. Al afectarse las operaciones del aeropuerto, pueden presentarse importantes consecuencias como: El cierre total ó parcial del aeropuerto; pérdida de tiempo tanto para los usuarios como para las aeronaves; horas-hombre desperdiciadas; molestias a los usuarios; las grandes pérdidas que se tienen al mantener las aeronaves en tierra; los peligros que se pueden generar por el exceso de aviones en el espacio aéreo o en las plataformas y muchas otras consecuencias que influyen directa ó indirectamente al aeropuerto.

De acuerdo a la importancia que en nuestros días se le ha dado al adecuado control de desfogue de las aguas residuales. Mencioné que se debe tomar en cuenta el desfogue de las aguas residuales (negras, grasosas, etc.), las que deberán recibir un tratamiento, para que su efecto en la naturaleza no sea nocivo y tal vez puedan utilizarse para riego en determinadas áreas agrícolas.

De todo lo anteriormente expuesto, se recomienda que al planear, proyectar, diseñar, construir y mantener el drenaje del aeropuerto ya sea pluvial, subterráneo o la combinación de ambos, se tiene la

obligación de realizar todos los estudios para que con base en estos se de la solución idónea.

La selección de los materiales se hará con fundamentos en un estudio de mecánica de suelos, el cual determinará los materiales adecuados para la instalación de los subdrenes, en donde obligatoriamente el constructor se apegará a todas las especificaciones que se indiquen.

Con lo que respecta a las aguas residuales, hay que considerar que existe una falta de concientización del público en general, por lo que la solución preferible sería la disposición de las aguas para su tratamiento, además es necesario comenzar o continuar instalando plantas de tratamiento en los aeropuertos que se encuentran ya en servicio, tratando de esta manera los problemas de contaminación actual o los probables en un futuro mediano e inmediato.

Debe tomarse en cuenta que los empleados y conserjes del aeropuerto, muchas veces utilizan el drenaje para descargar desechos sólidos y no sólidos (densos), como es el caso de grasas y aceites comúnmente utilizados en los restaurantes. Por ello debe exigirse que se coloquen trampas de grasas en el drenaje para evitar que ésta se adhiera a las tuberías u otros desechos, que terminarían por obstruir y dificultar el buen funcionamiento. Algo similar sucede en los servicios sanitarios en el que los usuarios deben ser concientizados para que lo usen apropiadamente y no como una forma de deshacerse de desechos ó con el afán de molestar, agredir ó vengar la falta de servicios propios. Es cierto que es una tarea difícil y que tomará mucho tiempo, pero hay que comenzar o continuar haciéndolo para no agravar en el futuro dicha situación.

Tal vez me haya excedido en algunos puntos y reservado otros pero el principal objetivo es el de que el lector tenga una idea general del problema y se generen inquietudes en un tema que considero apasionante e inagotable. Esto es respecto a la problemática que estamos viviendo y de lo que poca gente se preocupa, en el que deben tratar de solucionar adecuadamente para que en un corto tiempo se le de la importancia que tienen el drenaje de aeropuertos.

BIBLIOGRAFIA

- AIRPORT PLANNING AND DESIGN.- S.K.Khanna.- M.G. Arora.- Ed. Nem Chand And Bros.; Roorkee (U.P.). 1979
- ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.- Harold E. Babbitt, E.- Robert Baumann.- Ed. Compañía Editorial Continental, S.A., México - - 1962.
- CLIMAS, INSTITUTO DE GEOGRAFIA (U.N.A.M.); SAN LUIS POTOSI, ZACATECAS, AGUASCALIENTES.- PRECIPITACION, PROBABILIDAD DE LLUVIA EN LA REPUBLICA MEXICANA Y SU EVALUACION.- Ed. por CETENAL, México, Dic. 1973.
- DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS.- Ing. Gilberto Sotelo A.- Instituto de Ingeniería (U.N.A.M.) México, 1973.
- DRENAJE DE CUENCAS PEQUEÑAS.- Ing. Rolando Springal G.- Instituto de Ingeniería (U.N.A.M.) México, 1970.
- FUNDAMENTOS DE GEOLOGIA FISICA.- Leet y Judson.- Ed. Limusa, México -- 1979.
- HIDROLOGIA.- Ing. Rolando Springal G.- Instituto de Ingeniería (U.N.A.M.) México, 1970.
- INGENIERIA DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS.- Adrian R. Legault.- Compañía Editorial Continental. México, 1962.
- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS.- Ray K. Linsley.- Editorial -- OECSA. México, 1980.
- INGENIERIA SANITARIA.- Ing. Ernesto Murgia Vaca.- Facultad de Ingeniería. México, 1974.
- INGENIERIA SANITARIA Y DE AGUAS RESIDUALES, PURIFICACION DE AGUAS, TRATAMIENTO Y REMOSION DE AGUAS RESIDUALES.- Gordon Maskew, Fair John - - Charles, Geyer Daniel y Alexander Okun.- Ed. Limusa, México 1979.
- INGENIERIA SANITARIA, W.A.- Handerbergh, Edward B. Rodie.- Ed. Compañía Editorial Continental, S.A. México-España-Argentina 1968.
- INSTRUCTIVO DE CAMPO PARA LA CONSTRUCCION DE ALCANTARILLAS FLEXIBLES - Ing. Alfonso Rico Rodríguez.- Ed. por la D.G.S.T., S.A.H.O.P., México 1982.
- INSTRUCTIVO DE CAMPO PARA LA CONSTRUCCION DE ALCANTARILLAS DE TUBO - - RIGIDO.- Ing. Alfonso Rico Rodríguez.- Ed. por la D.G.S.T. México - - 1982.
- LA CONSTRUCCION DE AEROPUERTOS EN MEXICO.- Ing. Jorge De La Madrid - - Virgen y Sergio Sánchez L.- Ed. por la D.G.S.T., S.C.T. México, 1984.

- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES, CARRETERAS, FERROCA -
RIJES Y AEROPISTAS VOL. 2.- Ing. Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo-
Castillo.- Ed. Limusa, México, 1978.
- MANEJO Y CONSTRUCCION DE ALCANTARILLAS METALICAS FLEXIBLES.- Ing. - -
Alfonso Rico Rodríguez.- Ed. por la D.G.S.T. México, 1982.
- MANUAL DE DRENAJE DE CAMINOS.- Salvador Mosqueira R.- Editado por la-
S.O.P. México, 1945.
- MANUAL DE HIDRAULICA.- Horace Williams King.- Ed. Unión Tipográfica -
Editorial Hispano Americana. México, 1962.
- MECANICA DE LOS FLUIDOS.- Streeter/Wyle.- Ed. Mc. Graw Hill.- México-
1979.
- MECANICA DE SUELOS (TOMO I FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS).- --
Ing. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.- Ed. Limusa - -
México, 1980.
- MECANICA DE SUELOS (TOMO II TEORIA Y APLICACION DE LA MECANICA DE - -
SUELOS).- Ing. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.- Ed.-
Limusa. México, 1980.
- MECANICA DE SUELOS (TOMO III FLUJO DE AGUA EN SUELO).- Ing. Eulalio
Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.- Ed. Limusa, México, 1980.
- NORMAS DE CONSTRUCCION S.C.T. TOMO III, OBRAS DE DRENAJE, ESTRUCTURAS
Y TRABAJOS DIVERSOS. Editada por la S.C.T.- México, 1981.
- NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDA
DES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.- ED. S.A.H.O.P.- México, 1979.
- NORMAS TECNICAS PARA EL PROYECTO DE PLANTAS POTABILIZADORAS.- Ed. - -
S.A.H.O.P. México, 1979.
- OPEN CHANNEL HYDRAULICS.- Ven Te Chow.- Mc. Graww-Hill 1976.
- PLANIFICACION Y DISEÑO DE AEROPUERTOS.- Robert Horonjeff.- Ed. Libre-
ría Técnica Bellisco. España 1976.
- PLANNING AND DESIGN OF AIRPORTS.- Robert Horonjeff.- Mc. Graw-Hill --
1974.
- VIAS DE COMUNICACION.- Carlos Crespo Villelas.- Ed. Limusa.- México -
1982.
- TESIS PROFESIONAL, AEROPUERTO DE SAN LUIS POTOSI. ** Gilberto Valen -
zuela Esquerria. U.N.A.M. 1947.
- TESIS PROFESIONAL, AEROPUERTO INTERNACIONAL DE ZIHUATANEJO, GRO. - -
** Alvarez Martínez Mario Antonio. U.N.A.M. 1977.

- TESIS PROFESIONAL, ALGUNOS TEMAS AFINES A DRENAJE DE CAMINOS - - -
** Hernandez Vargas Roberto. U.N.A.M. 1980.
- TESIS PROFESIONAL, ANALISIS DE LOS SISTEMAS DE UN AEROPUERTO. - --
** Grajales Escarpulli Jorge Luis. U.N.A.M. 1979.
- TESIS PROFESIONAL, ANALISIS DEL EDIFICIO TERMINAL DE PASAJEROS DEL -
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CD. DE MEXICO. ** Hector Farah Marti-
nez. U.I.A. 1982.
- TESIS PROFESIONAL, ANALISIS DEL PROYECTO Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUC-
CION DEL AEROPUERTO VILLAHERMOSA, TAB. ** Aceves Díaz Carlos, U.N.A.
M. 1978.
- TESIS PROFESIONAL, APUNTES DE AEROPUERTOS PARA LA CLASE DE SISTEMAS -
DE TRANSPORTE. ** Mendoza Andrade Juana María. U.N.A.M. 1980.
- TESIS PROFESIONAL, CALCULO DEL DRENAJE DEL AEROPUERTO DE NOGALES, SON.
** De La Cruz Ramírez Jasus. U.N.A.M. 1975.
- TESIS PROFESIONAL, CONSTRUCCION DEL AEROPUERTO DE CANCUN, Q. ROO. - -
** Ramon Cruz Vila Sánchez. U.I.A. 1975.
- TESIS PROFESIONAL, CONSTRUCCION DEL NUEVO AEROPUERTO DE TUXTLA GUTIE-
RREZ, CHIS. ** Sergio Pérez Trejo Villela. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, CONTROL Y MANTENIMIENTO DE EQUIPO Y MAQUINARIA DE-
CONSTRUCCION. ** Furuya Meguino J.E. U.N.A.M. 1974
- TESIS PROFESIONAL, COORDINACION DE OBRA DE LA CONSTRUCCION DE UN AE -
ROPUERTO. ** Herrusti Bolaños Fernando. U.N.A.M. 1979.
- TESIS PROFESIONAL, DIVERSOS USOS DE LOS MATERIALES EN LA CONSTRUCCION
** Ramírez Sabag Abraham. U.N.A.M. 1977
- TESIS PROFESIONAL, DRENAJE EN AEROPUERTOS. ** Enrique Luis Cardona -
Stoffregen. U.I.A. 1982.
- TESIS PROFESIONAL, EL FERROCEMENTO EN LA CONSTRUCCION. ** Suarez Mo-
ya José Luis. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO DE DRENAJE DEL AEROPUERTO DE DURANGO, DGO.
** Peralta Nava R. U.N.A.M. 1972.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO DE DRENAJE Y ELIMINACION DE AGUAS RESIDUA-
LES EN AEROPUERTOS. ** Juan José Rodríguez Cerrano. U.N.A.M. 1975
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO HIDROLOGICO DEL AEROPUERTO LAZARO CARDENAS
MICH. ** Martínez Rodríguez Gustavo. U.N.A.M. 1975.

- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL AEROPUERTO DE MOCHIS, SIN. ** Espinosa Medina Rosendo Arturo. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO HIDROLOGICO DEL AEROPUERTO DE NOGALES, SON. ** Jesús Humberto Torres Feria. U.N.A.M. 1976.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL AEROPUERTO DE SANTA ELENA, OAX. ** Victor Manuel Cervantes López. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE TEPIC, NAY. ** Guillermo Sandoval. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, ESTUDIO MECANICA DE SUELOS E HIDRAULICO PROYECTO-AEROPUERTO MANZANILLO. ** Hernandez Lozano G.L. U.N.A.M. 1972.
- TESIS PROFESIONAL, EQUIPO PARA MOVIMIENTO DE TIERRAS EN LA CONSTRUCCION DE UN AEROPUERTO. ** José Enrique Alvarez Ortigoza. U.I.A. -- 1978.
- TESIS PROFESIONAL, EXPERIENCIA EN EL USO DE EQUIPO MODEFINO EN LA -- CONSTRUCCION DE AEROPUERTOS EN MEXICO. U.I.A. 1975.
- TESIS PROFESIONAL, LA PLANEACION DE AEROPUERTOS EN MEXICO. ** Leon-Rendon Leon Roberto. U.N.A.M. 1976.
- TESIS PROFESIONAL, METODOS, TRATAMIENTO, AGUAS RESIDUALES. ** Verduzco Murillo Alejandro. U.N.A.M. 1976.
- TESIS PROFESIONAL, METODOS USUALES PARA DESINFECCION DE AGUAS. ** -- Ochoa Novia Armando Ruben. U.N.A.M. 1978.
- TESIS PROFESIONAL, PROYECTO DEL DRENAJE PARA EL AEROPUERTO DE SAN -- JOSE DEL CABO, B.C. ** José Luis Flores Vega. U.N.A.M. 1976.
- TESIS PROFESIONAL, PROYECTO DEL NUEVO AEROPUERTO DE POZA RICA, VER. ** Raul Marmolejo Ramirez y Eduardo Mendez Verdiguil. U.N.A.M. 1977.
- TESIS PROFESIONAL, RETROEXCAVADORAS. ** Candelas Ramirez Luis. -- -- U.N.A.M. 1981.
- TESIS PROFESIONAL, SISTEMA AEROPORTUARIO. ** Luis Andres Reyes Vaz -- quez. U.N.A.M. 1982.
- TESIS PROFESIONAL, SISTEMA AEROPORTUARIO DE LA ZONA METROPOLITANA. -- ** Rosendo Casal Alem, Fernando Tejero y Caldevilla. U.I.A. 1976.
- TESIS PROFESIONAL, TRATAMIENTO, AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES. ** So -- ria Salazar Marco Antonio. U.N.A.M. 1981.