



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"A R A G O N"

"GEOTEXILES PARA SUBDRENES EN VIAS  
TERRESTRES"

## TRABAJO DE INVESTIGACION

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N :

BAUTISTA PASTRANA JUAN RICARDO  
MERA MUCIÑO HUMBERTO

FALLA DE ORIGEN

México, D. F.,

Marzo de 1989



## **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 está 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

	PAG.
I. INTRODUCCION	1
II. GEOTEXTILES EN VIAS TERRESTRES	3
2.1. Antecedentes Históricos	3
2.2. Geotextiles.	4
2.2.1. Generalidades.	4
2.2.2. Clasificación según Aplicaciones.	5
2.2.2.1. Separación e Impermeabilización.	6
2.2.2.2. Filtración y Drenaje.	6
2.2.2.3. Refuerzo y Armado	7
2.2.2.4. Contención y Confinamiento.	8
2.3. Propiedades de los Geotextiles.	9
III. GEOTEXTILES PARA SUBDRENES	19
3.1. Subdrenes.	19
3.1.1. Definición.	20
3.1.2. Características de los Filtros.	22
3.2. Tipos de Subdrenes.	24
3.2.1. Capas Permeables.	25
3.2.2. Drenes Transversales de Penetración.	26
3.2.3. Trincheras Estabilizadoras.	28
3.2.4. Galerías Filtrantes.	31
3.2.5. Subdrenes de Zanja.	32
3.2.6. Aplicación de Geotextiles en Subdrenes.	33
3.3. Principios Teóricos.	37
3.3.1. Criterio para Filtros Granulares.	37
3.3.2. Criterio para Filtros Geotextiles.	39
3.4. Experiencia de Geotextiles en Subdrenes.	43

IV.	PLANEACION DE LA INVESTIGACION	45
4.1.	Introducción.	45
4.2.	Condiciones Teóricas de Proyecto.	46
4.3.	Selección de Material de Prueba.	47
4.4.	Pruebas de Laboratorio.	47
4.4.1.	Granulometría.	48
4.4.2.	Límites de Atterberg o de Consistencia.	49
4.4.3.	Compactación.	56
4.4.4.	Permeabilidad.	61
4.5.	Construcción de Modelo.	73
4.6.	Reproducción de la Compactación en el Modelo.	77
V.	OBTENCION DE RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVO.	83
5.1.	Introducción.	83
5.2.	Desarrollo de Prueba.	84
5.3.	Obtención de Resultados.	86
5.4.	Análisis Comparativo.	95
VI.	ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS.	102
6.1.	Análisis de un Subdren Tradicional.	102
6.1.1.	Proceso Constructivo.	102
6.1.2.	Análisis de Costo	104
6.2.	Análisis de un Subdren con Geotextil.	106
6.2.1.	Proceso Constructivo.	106
6.2.2.	Análisis de Costo.	107
VII.	CONCLUSIONES.	129
	BIBLIOGRAFIA	131

## I. INTRODUCCION

En tiempos recientes se han utilizado en obras de ingeniería civil los textiles como sustitutos de los materiales que comunmente se emplean en los procesos constructivos de esas obras.

En vías terrestres, los geotextiles se usan como filtro en los sistemas de subdrenes de zanja longitudinal, en lugar del filtro granular.

Es por ésto, que es necesario experimentar y conocer el comportamiento de los geotextiles bajo la condición de un flujo de agua.

En el trabajo denominado "Geotextiles para subdrenes en vías terrestres", se determina la permeabilidad de cuatro geotextiles o telas sintéticas de producción nacional en conjunto con un suelo arcillo-arenoso, cuidando tanto lo referente a las lecturas de volúmenes de descarga de agua, así como, la observación del arrastre de partículas finas hacia el filtro.

Esto se consiguió empleando un sistema formado por un recipiente rectangular en el interior de éste, el geotextil, mezcla de suelo y un tirante constante de agua, los que en particular trabajaron en forma similar a un permeámetro de carga constante.

0.1% del peso del espécimen. La longitud y el ancho suelen - medirse bajo tensión cero.

Espesor: El espesor de una membrana es la distancia - entre la superficie más alta y la más baja del material, medida bajo una presión específica. El método D 1777 de la A.S.-T.M., estipula que el espesor es medido con una exactitud de por lo menos 0.001 pulg. (0.02 mm.) bajo las presiones indicadas en la tabla que a continuación se detalla: Tabla 2.5.

TIPO DE MATERIAL	TIPO DE MEMBRANA	PRESION
Suave	Cobertores, lana geotextiles no tejidos.	0.35-35 g/cm <sup>2</sup>
Moderado	Mantas, sábanas, tapetes.	1.40-144 g/cm <sup>2</sup>
Firme	Mezclillas, fieltros, membranas de asbesto.	7-700 g/cm <sup>2</sup>

Tabla 2.5 Guía de presiones necesarias para medir el espesor de una membrana.

Las membranas para construcción no se incluyen en la - tabla debido a que el espesor se vuelve muy importante cuando se requiere en el cálculo de otra propiedad de la membrana, - como en el caso de la determinación del coeficiente de permea**bi**lidad que requiere el espesor del espécimen a través del - que ocurre el flujo.

Compresibilidad: El espesor de una membrana responde a la variación de una presión. En forma similar, para la prueba de compresibilidad en geotécnia, la pendiente de la curva resultante es un módulo de compresibilidad (coeficiente). A éste último se considera un índice de propiedad física/mecánica.

### 2.3.2. PROPIEDADES MECANICAS.

Se conocen como propiedades mecánicas de los geotextiles a las siguientes características: resistencia a la tensión, módulo de deformación inicial, endurecimiento o tenacidad, resistencia al ~~razgado~~, resistencia al punzonamiento y resistencia a la abrasión.

Resistencia a la Tensión: Conocida como resistencia de Grab, se mide con la prueba de resistencia usada comunmente en textiles como los métodos D-1682 y D-751 de la A.S.T.-M., en la que solamente una parte del ancho del espécimen es sostenida entre abrazaderas y probada hasta la falla.

Las relaciones esfuerzo-deformación se muestran en -  
la figura 2.6;

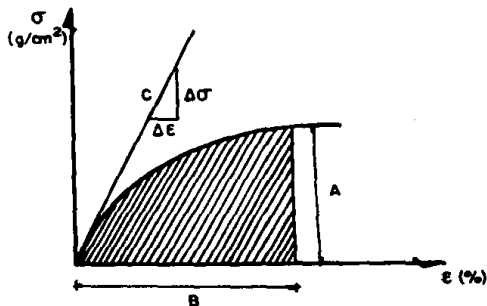


Figura 2.6 Prueba de resistencia a la tensión de Grab  
(A.S.T.M.)

Donde: A= Resistencia última

B= Elongación

C= Pendiente de la curva esfuerzo-deformación.

La resistencia a la tensión es el máximo esfuerzo --  
que soporta la muestra.

Deformación bajo tensión (módulo de Grab): El módulo de deformación influye en la capacidad de soporte del -  
geotextil. En la gráfica esfuerzo-deformación, el módulo -  
de Grab es la pendiente inicial de la curva.



Ruptura Trapezoidal: Esta prueba en particular, la - A.S.T.M. D 2263, mide la resistencia de la tela a la propagación de cortes en el material, determinándose la carga en kg. necesaria para lograr que un corte previamente efectuado en el espécimen de prueba, se propague hasta el otro extremo de la muestra, Figura 2.7.

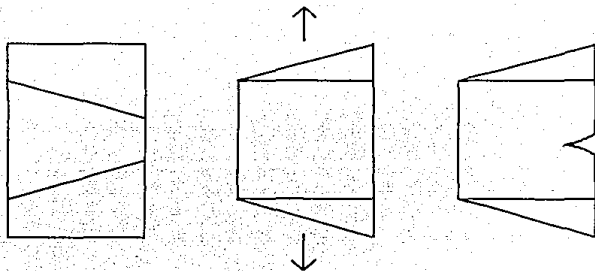


Figura 2.7. Prueba de ruptura trapezoidal.

Resistencia al Punzonamiento: Es la fuerza que se opone a la penetración de material a través del geotextil. - La resistencia al punzonamiento se mide con la prueba de penetración D-751 de la A.S.T.M., que consiste en incrustar - una varilla de 5/16 pulgadas, en una muestra del geotextil - anclada en un molde de 1 1/2 pulgadas de  $\phi$  figura 2.8.

En el capítulo II, geotextiles en vías terrestres, se describe la aplicación y propiedades de los geotextiles de acuerdo a su función, ya sea como elemento de separación, filtro, drenaje y refuerzo.

En el capítulo III, geotextiles para subdrenaje, se norman los criterios teóricos de diseño para un subdren con tela sintética partiendo de estudios realizados para el subdrenaje de zanja longitudinal tradicional.

En el capítulo IV, planeación de la investigación, se establece el objetivo y criterios de solución para determinar la permeabilidad del sistema.

En el capítulo V, obtención de resultados y análisis comparativo; por medio de gráficas de barras se observa el comportamiento particular del sistema, arcilla arenosa y geotextiles; y en una gráfica de curvas abiertas se determina el textil que es más factible al sistema.

En el capítulo VI, análisis comparativo de costos, se establece la factibilidad económica entre un subdren convencional y un subdren con geotextil, en base a presupuestos a costo directo.

En el capítulo VII, conclusiones, se plasman los resultados y recomendaciones del trabajo que se llevo a cabo en la presente tesis.

## II. GEOTEXTILES EN VIAS TERRESTRES.

### 2.1. Antecedentes Históricos.

Con la evolución de la industria de la construcción, en particular en las obras de beneficio social como son carreteras, ferrocarriles y presas, se han logrado cambios en los sistemas constructivos. Estos son debidos a diversos factores como: la simplificación en los procesos de construcción, la dificultad para el suministro de los materiales y además el costo de los mismos.

Los geotextiles son telas que tienen diversas aplicaciones en la ingeniería civil sobre todo en trabajos de vías terrestres.

Entre los ejemplos más antiguos en los que se puede decir que ya se utilizaban "telas" como refuerzo de suelos blandos en carreteras podemos hablar de los romanos que utilizaron camas de varas tejidas antes de colocar los enrocamientos y aún antes se dice que en Inglaterra 2,500 años a.c., existieron caminos construidos con varas y ramas sobre regiones pantanosas. En el extremo oriente hay numerosos ejemplos de estructuras reforzando el suelo con varas, raíces, ramas o bambú.

En épocas más modernas el uso de geotextiles ha cobrado más auge, las primeras aplicaciones se dieron a raíz de la producción de materiales sintéticos derivados del petróleo.

La fabricación de geotextiles en México se inició a principios de la década de los 70's pero con un desarrollo muy limitado y fue hasta finales de ésta y principios de los 80's cuando se realizaron aplicaciones de cierta importancia utilizando materiales de importación, como por ejemplo:

Acceso margen izquierda al Puente Coatzacoalcos II; en tramos de prueba de los terraplenes en el Vaso del Lago de Texcoco; en las protecciones de la margen derecha del Río Grijalva, en las Gaviotas Tabasco; y en varios tramos de la carretera Guadalajara-Chapala.

## 2.2. Geotextiles.

### 2.2.1. Generalidades.

Los geotextiles son telas sintéticas, elásticas y resistentes que se emplean en la Ingeniería Civil para mejorar las características del suelo. Siendo estos manufacturados con fibras como: el poliéster, las poliamidas, poliolefinas, polietileno y polipropileno entre otras.

Existen dos tipos de geotextiles, tejidos y no tejidos. Los geotextiles tejidos son los que tienen los hilos paralelos de tal manera que constituyen una estructura como el de las telas comunes.

Los aspectos importantes a considerar son su resistencia y elongación estructural del tejido, así como su influencia en la permeabilidad y altas propiedades anisotrópicas.

Los geotextiles no tejidos de acuerdo a su proceso de fabricación se pueden clasificar en: telas manufacturadas por punzonamiento y termosoldados, en las primeras se colocan las fibras sintéticas en máquinas textiles y conforme estas pasan van siendo desmenuzadas y presionadas para darles la consistencia del material conocido como bajo alfombra; los segundos se fabrican con una técnica de manufactura que se rige por la aplicación de altas presiones a una cierta temperatura para obtener geotextiles de superficie tersa e impermeable.

### 2.2.2. CLASIFICACION SEGUN APLICACIONES.

Aunque hay un considerable número de aplicaciones para geotextiles en trabajos de Ingeniería Civil sus funciones

siempre se pueden clasificar incluyéndose en una de las siguientes categorías: separación e impermeabilización; filtración y drenaje; refuerzo y armado; contención y confinamiento.

#### 2.2.2.1. SEPARACION E IMPERMEABILIZACION.

Estos materiales son utilizados para mantener separados dos clases diferentes de suelos.

Son importantes para evitar la contaminación de suelos friccionantes y cohesivos: entre subrasante y base en carreteras o entre balasto y subrasante en ferrocarriles.

En el caso de colocación temporal de material granular, sobrecarga, con el que se provoca el aumento de la rapidez y magnitud del asentamiento en suelos blandos.

#### 2.2.2.2. FILTRACION Y DRENAJE.

Es una de las áreas en donde el empleo de geotextiles tiene mayor aplicación, debido al control de permeabilidad ejercido por ellos.

El empleo de éstos materiales es recomendable en muchos problemas de drenaje como por ejemplo:

Eliminar los filtros graduados en presas de tierra, suelos estabilizados con drenes verticales, y en muros de contención.

### 2.2.2.3. REFUERZO Y ARMADO.

Se pueden usar a los geotextiles como apoyo de terracerías en terrenos de bajo valor relativo de soporte. El concepto es teóricamente válido debido a que el geotextil decrece el nivel de esfuerzos en el suelo de cimentación causado por el esfuerzo cortante horizontal provocado por las cargas verticales dinámicas (tránsito vehicular). Esto hace que el geotextil trabaje a tensión, lo cual distribuye la carga en un área de mayor acción y por ésto decrece su intensidad (similar a lo que sucede en el concreto reforzado). Figura 2.1.

Un decremento en el esfuerzo significa menor probabilidad de falla, por tanto un suelo más resistente.

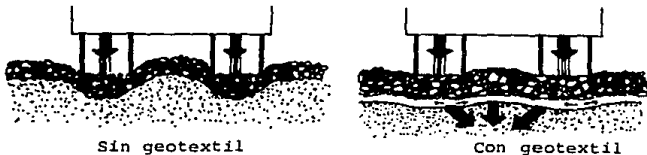
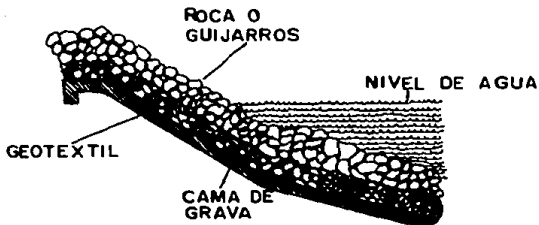


Figura 2.1. Comportamiento de Terracería antes y después de utilizar un Geotextil.

Para contención de suelos que podrían deslizarse lateralmente si se dejaran sin refuerzo.



Para evitar la transmisión de una grieta existente - en la carpeta asfáltica, cuando se coloca un concreto asfáltico nuevo en un reencarpetao.

#### 2.2.2.4. CONTENCIÓN Y CONFINAMIENTO.

Los geotextiles pueden actuar como moldes para contener a otros materiales (arena, grava, concreto o suelo del lugar) y poder así satisfacer la forma de cualquier superficie en la que son construídos.



Estas telas se pueden utilizar para fabricar ---  
"insitu" grandes elementos de construcción como diques o -  
taludes ya fallados.



### 2.3. PROPIEDADES DE LOS GEOTEXTILES.

En la ingeniería de suelos, la aplicación de membranas sintéticas utilizadas como refuerzo a la tensión puede ser estudiada a través de sus propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas y varias. Tabla No. 2.4.

La Sociedad Americana para Ensayo de Materiales ---  
(A.S.T.M.) dedica volúmenes completos al ensayo de materia-  
les y un volumen para ensayo de plásticos. Bastantes de -

éstas pruebas, aunque no pueden usarse directamente, son una base excelente para proporcionar pruebas adecuadas a las necesidades de la industria de la construcción.

A P L I C A C I O N	F U N C I O N			
	Separación	Filtración	Drenaje	Refuerzo
Vías de ferrocarril y estabilización de subrasantes.	dominante	secundario	no importa	secundario
Drenaje.	secundario	dominante	dominante	secundario
Terraplenes saturados.	secundario	dominante	dominante	secundario
Protección de ríos y costas	dominante	dominante	no importa	secundario
Mejoramiento de tierras.	secundario	dominante	no importa	secundario
Refuerzo asfáltico	no importa	no importa	no importa	dominante
Refuerzo de tierras	no importa	no importa	no importa	dominante

Tabla No. 2.4. Funciones Básicas de Operación en Varias Aplicaciones.

### 2.3.1. PROPIEDADES FISICAS.

Peso: La prueba común de la A.S.T.M., para ésta propiedad se conoce como D-1910. El peso de la membrana se expresa por unidad de área;  $\text{kg/m}^2$  o  $\text{kg/m}$  o viceversa  $\text{m/kg}$ . La determinación del peso puede hacerse con aproximación de -

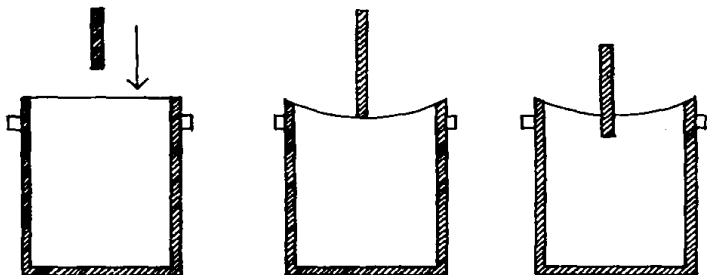


Figura 2.8. Prueba de resistencia al punzonamiento.

Resistencia a la Abrasión: Se determina el porcentaje del peso inicial que pierde la muestra, después de ser sometida a determinado número de ciclos de abrasión artificial.

### 2.3.3. PROPIEDADES HIDRAULICAS.

Las propiedades hidráulicas que se consideran importantes para la aplicación de geotextiles en la ingeniería civil son: el flujo, el coeficiente de permeabilidad, resistencia al taponamiento y relación de gradiente.

Flujo: Se mide el volumen de agua que fluye a través del textil, por unidad de área y por unidad de tiempo.

Se pueden realizar empleando permeámetros de carga constante o de carga variable.

Permeabilidad Inicial: Esta prueba se realiza con un permémetro de carga constante efectuando ciertas adaptaciones. Una muestra de la membrana a probarse se coloca en una base plástica y se acomoda con otro tubo de plástico de 4.5 - pulgadas de diámetro en la parte superior. El agua se introduce en la parte superior del tubo desde donde fluye hacia - abajo a través de la membrana y fuera del sistema además, se mantiene la carga constante.

Se llevan a cabo tres pruebas con cargas de 3, 12 y - 36 pulgadas, respectivamente. Los datos obtenidos se grafican para determinar la permeabilidad de la membrana en cm/seg.

Relación de Gradientes: Esta prueba designada como - CW-02215 por el Cuerpo de Ingenieros (EUA), está definida como la relación del gradiente de filtración a través de la membrana y una pulgada (2.54 cm) de suelo, al gradiente a través de dos pulgadas (5.08 cm) adyacentes del suelo.

La prueba se lleva a cabo en el permeámetro de carga constante, el agua corre 24 horas antes de que se tomen los - datos para calcular la relación gradiente.

Es importante conocer la resistencia al taponamiento, ya que el objetivo es evitar la migración de partículas a través del geotextil.

#### 2.3.4. PROPIEDADES VARIAS.

Resistencia a los Reactivos Químicos: El método -- D-543 de la A.S.T.M., cubre ésta área con el título "resistencia de los plásticos a los reactivos químicos".

Se trata de evaluar el comportamiento de fibras (aceto, dacrón, nylon, orlón, rayón, algodón, lana y seda) bajo una gran variedad de agentes químicos (ácido sulfúrico, ácido nítrico, ácido fosfórico, hidróxido de sodio, agentes blanqueadores, agentes abrasivos y detergentes) muchos de los cuales se emplean en diferentes concentraciones y temperaturas. Después de la exposición especificada las muestras se limpian, se secan al aire y posteriormente, son condicionadas a 70°F y 65% de humedad relativa durante 16 hrs. Estas muestras se someten a pruebas de resistencia a la rotura, elongación a la rotura y tenacidad para comparar sus resultados con los datos de muestras de control que no fueron expuestas a los reactivos químicos.

Resistencia a la Luz y a la Intemperie: Esta prueba también está cubierta por la A.S.T.M. con el título de "in--

temperismo de plásticos" y se designa como D-1435. Esta es - una prueba comparativa que depende del clima, estación del año, condiciones atmosféricas, y como tal, sólo da un índice del - comportamiento "in situ" a largo plazo.

Es importante, en el uso de geotextiles de construc-- ción, evitar o minimizar la exposición a la luz ultravioleta, puesto que tal exposición puede causar rápida degradación de la resistencia.

### III. GEOTEXILES PARA SUBDRENES

#### 3.1. SUBDRENES.

Es muy conocido que gran parte de los fracasos de las obras viales son debido a la influencia del agua sobre ellas, ya que su mal drenaje cuando están sujetas a la acción del agua las condena a su rápida destrucción. Es por esto que dentro de las vías terrestres, el drenaje y el subdrenaje son dos aspectos importantes en su proyecto y construcción.

Al proyectar caminos se presentan dos opciones que son: dejar que el agua corra o tratar de detener su camino, y es muy común optar por la primera de ellas, ya que se obtienen mejores resultados porque el tratar de detener la acción del agua resulta costoso y además inseguro ya que con el tiempo es muy probable que venciera la oposición que encuentre.

Para establecer un factor de seguridad en éste tipo de obras es necesario tener en cuenta su importancia, las condiciones del flujo del agua, las formaciones geológicas del lugar y sobre todo la variación de éstos factores a través de la vida útil de la obra.

### 3.1.1. DEFINICION.

El subdren en carreteras es una obra auxiliar que se construye para atraer, captar y alejar el agua subterránea existente en el suelo circundante que puede dañar a la estructura del pavimento. El agua puede provenir de la lluvia o de filtraciones existentes en el suelo.

La influencia de la presencia del agua en la estabilidad de las obras es definitiva tanto en cortes como en terraplenes, es por eso que la necesidad de subdrenaje es de tal importancia que puede considerarse independientemente del tipo de carretera u obra vial. Es por esto que el subdrenaje es parte de los trabajos que determinan que la obra vial subsista o no y es por esto que no debe escatimarse en su estudio y construcción, pues de lo contrario se podría provocar la destrucción de la estructura en un corto lapso.

Obviamente el subdrenaje se requiere sólo en partes localizadas en las que encontramos aguas subterráneas.

Al realizar una obra de subdrenaje se disminuye también la presión del agua, puesto que se esta introduciendo la presión atmosférica en la masa del suelo y entonces el nivel freático adopta otra posición que se indica como nivel freático final (Fig. 3.1.)



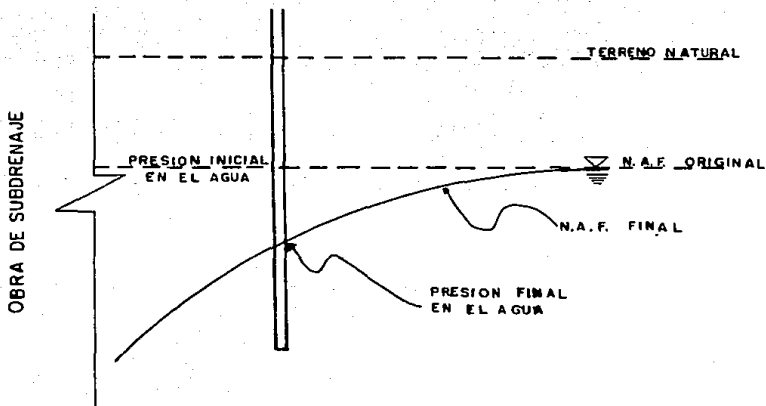


Fig. 3.1. Disminución de la presión en el agua por efecto del subdrenaje.

Si en el terreno se instala un piezómetro, la presión del agua adopta un nuevo valor, que se indica como presión final en el agua.

Es importante anotar que un subdren debe cumplir con dos condiciones importantes que son:

- 1) Debe drenar o sea dar salida a la humedad del terreno, y
- 2) Debe filtrar, o sea debe evitar la salida de las partículas del suelo.

### 3.1.2. CARACTERISTICAS DE LOS FILTROS.

Un filtro como vimos anteriormente deberá cumplir con dos características importantes, que son, retener el suelo y permitir que el agua pase a su través. Si estas dos condiciones son formuladas estrictamente resultan ser contradictorias, pues si se requiere que todas las partículas del suelo sean retenidas es necesario utilizar una pantalla impermeable que no permita su paso, pero entonces tampoco se permite el paso del agua. En el caso contrario en que se requiere que el paso del agua no sea impedido en absoluto por el filtro, sus aberturas deberán ser tan grandes que prácticamente no sería retenida ninguna partícula de suelo.

Consecuentemente, no deben formularse muy estrictamente estos dos requerimientos; el filtro no debe impedir el flujo pero también debe prevenir la erosión que destruye la estructura del suelo adyacente.

Un buen filtro necesita aberturas tan grandes como para permitir al agua fluir casi libremente, pero debe tener las aberturas lo suficientemente pequeñas para evitar que la estructura del suelo sea alterada como resultado de la pérdida de partículas finas. Para evaluar estos dos "requerimientos razonables", es necesario desarrollar una teoría de filtración, la cual es difícil formular completamente debido a dos razones; la

variedad de fenómenos involucrados y la gran cantidad de parámetros que influyen.

Dentro de los fenómenos que están involucrados en esa teoría de filtración encontramos a: el flujo y la capilaridad; las interacciones físicas y químicas entre las partículas y entre el filtro y las partículas; la erosión; la variación del comportamiento mecánico del suelo en función del contenido del agua y de las presiones del agua en los poros; etcétera.

Algunos de los parámetros que intervienen en dicha teoría de filtración son:

i) Condiciones mecánicas (gravedad, tensiones) y condiciones geométricas (formas de la masa del suelo, situación del fluido, dirección del flujo), y

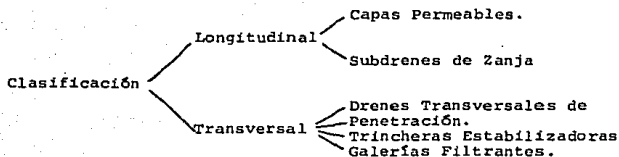
ii) Propiedades de los materiales tales como: el flujo (composición, densidad, viscosidad) las partículas del suelo (su forma, distribución, dimensiones, densidad, naturaleza química), el suelo (densidad, fricción, cohesión, permeabilidad) - el filtro (continuidad, permeabilidad, propiedades mecánicas) - sus constituyentes (forma, dimensión, distribución, densidad) y la naturaleza de los elementos sólidos (granos o fibras del filtro y distribución de los mismos).

En la presente época se está lejos de tener una teoría completa que trate de los parámetros y fenómenos antes mencionados. Se usa una aproximación simplificada tanto para los filtros granulares como para los geotextiles, que consiste en considerar dos criterios, establecidos por separado, omitiendo algunos fenómenos o parámetros: el criterio de permeabilidad y el criterio de filtración. En consecuencia el funcionamiento de los filtros de suelo con geotextiles no son ni mejores ni peores con relación a los filtros granulares. Los criterios propuestos para geotextiles son tan válidos probablemente como los criterios clásicos usados para los filtros granulares.

### 3.2. TIPOS DE SUBDRENES.

En el diseño del subdrenaje para carreteras es importante una exploración geotécnica sobre todo en suelos donde se sospecha que existen problemas de flujo de agua interna, pero en general, suelen apoyarse más en la práctica y en la experiencia que en amplios estudios detallados.

A continuación mencionamos algunos de los sistemas que han sido utilizados para controlar el flujo de agua en terrazas y mejorar la estabilidad en cortes, terraplenes y pavimentos.



### 3.2.1. CAPAS PERMEABLES.

Estas son empleadas cuando el flujo principal que hay que captar es el que afecta al pavimento teniendo una dirección de filtración prácticamente vertical, también se utiliza cuando la eficiencia de los subdrenes longitudinales ya no es la necesaria pero en general se combinan ambas.

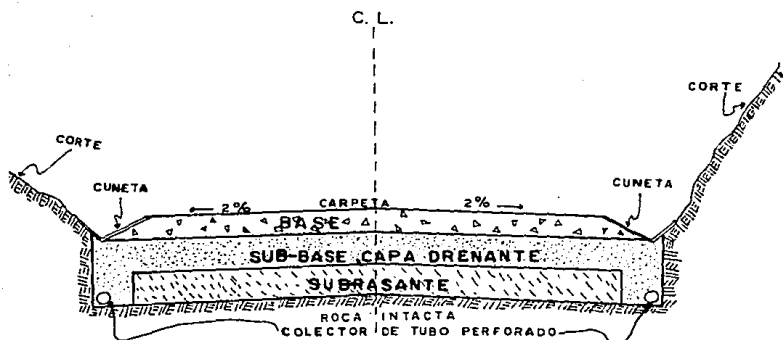


Fig. 3.1.a. Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar el agua proveniente del pavimento.

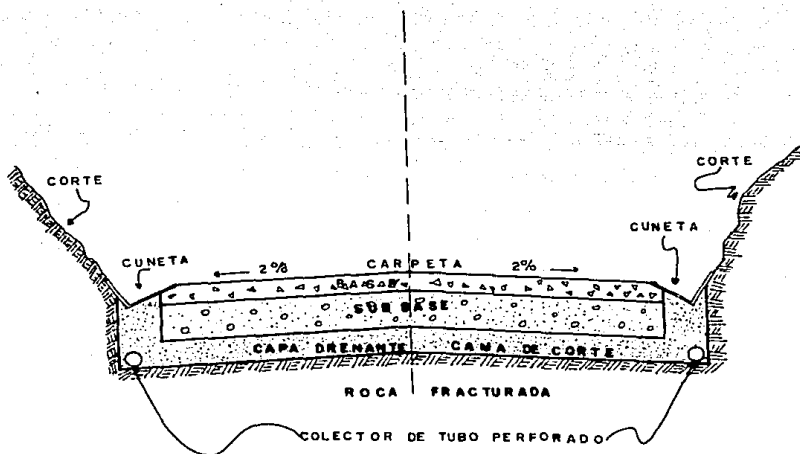


Fig. 3.1.b. Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

### 3.2.2. DRENES TRANSVERSALES DE PENETRACION.

Son utilizados principalmente para la estabilización de taludes, consisten en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural, en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones naturales.

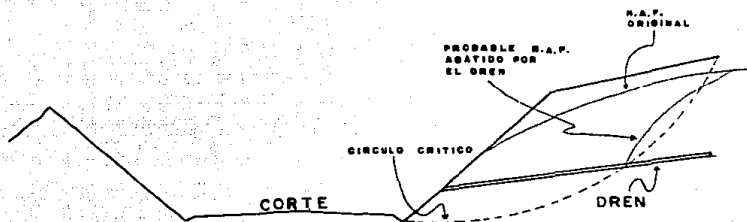


Fig. 3.2.a. Drén transversal de penetración en corte.

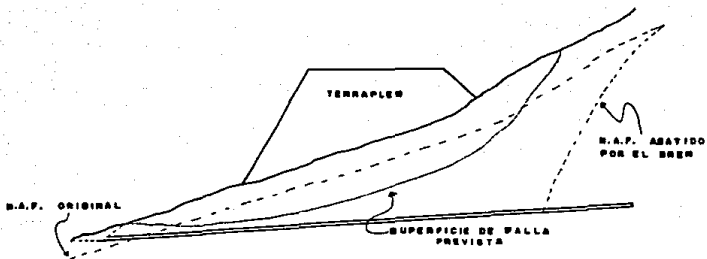


Fig. 3.2.b. Drén transversal de penetración en terraplén sobre una ladera.

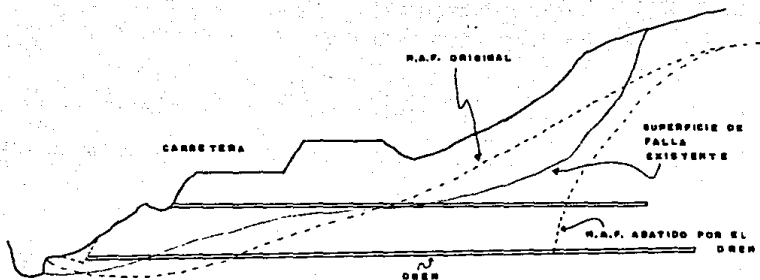


Fig. 3.2. Drenes transversales de penetración para la corrección de una falla existente .

### 3.2.3. TRINCHERAS ESTABILIZADORAS.

Este método ha sido utilizado en el caso de las laderas naturales sujetas a flujo de agua interna que hacen su equilibrio crítico, y principalmente cuando sobre ellas se construyen terraplenes .

Son excavaciones dotadas en su talud aguas arriba de - una capa drenante, con espesor promedio de entre 0.50 y 1.00 m de material de filtro y con sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo.



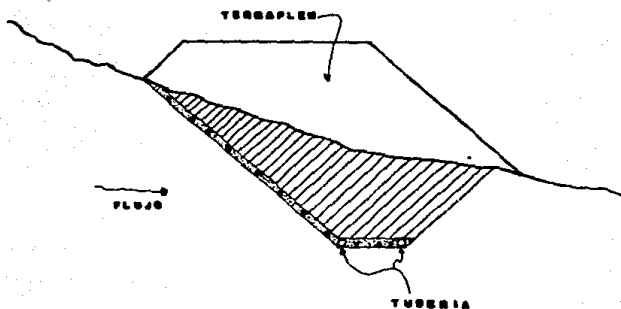


Figura 3.3.a. Trinchera bajo el terraplén.

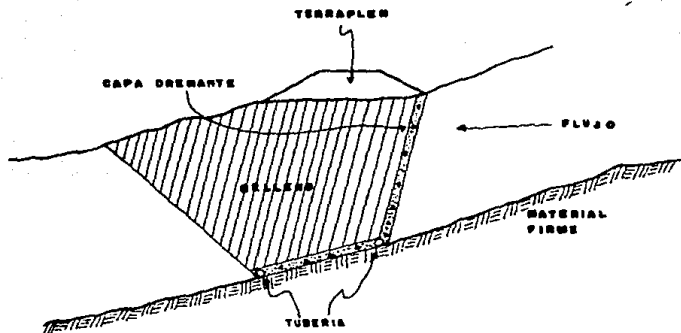


Figura 3.3.b. Trinchera llevada hasta el estrato firme combinando drenaje y apoyo.

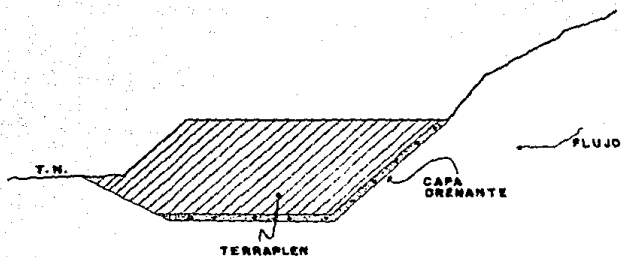


Fig. 3.3.c. Trinchera integrada al terraplén.

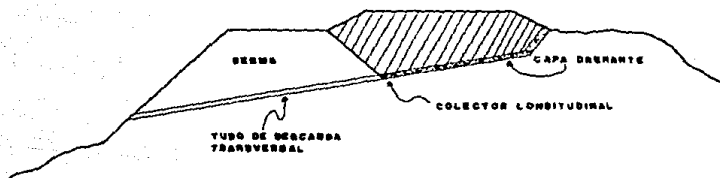


Fig. 3.3.d. Trinchera con berm lateral, mostrando un tubo de descarga lateral.

### 3.2.4. GALERIAS FILTRANTES.

Son túneles de sección adecuada para permitir su propia excavación y localizados en la parte que es más eficiente para captar los flujos de agua perjudiciales para la cimentación del terraplén considerado.

En el caso de necesitar estabilizar zonas de grandes dimensiones se emplea como sistema correctivo este tipo de obras, se piensa en ellas fundamentalmente cuando el agua fluye a una profundidad tal que es imposible llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto o en drenes transversales de penetración.

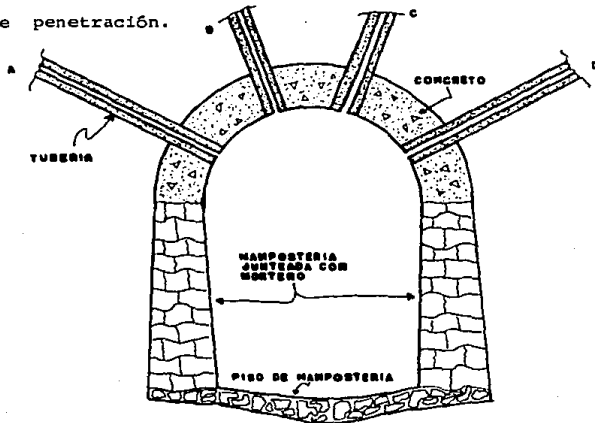


Figura 3.4. Sección transversal de la galería filtrante en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada.

## 3.2.5. SUBDRENES DE ZANJA

Es uno de los métodos más utilizados en México cons--  
truidos paralelamente al eje longitudinal del camino, bajo las  
cunetas, en zona de corte.

Son zanjas de profundidad adecuada que en el fondo con--  
tiene un tubo perforado y rellenas con material filtrante; el  
agua que se colecta se desaloja por gravedad a través del tubo  
a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva.

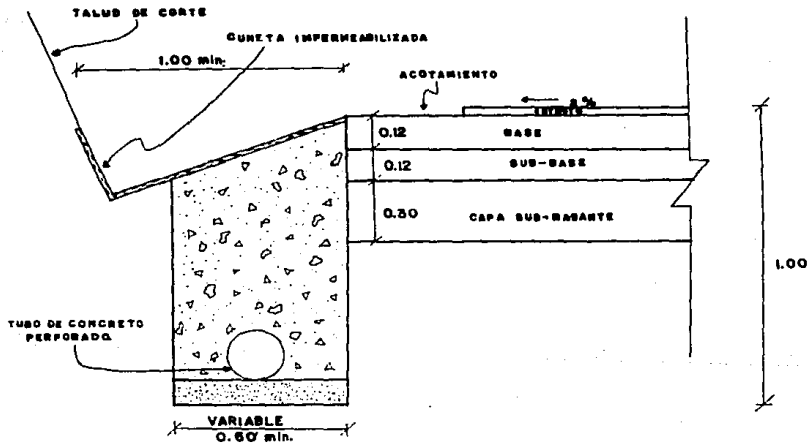


Fig. 3.5. Sección transversal de un subdrén longitudinal de zanja tradicional.

Así, el agua que aparece en los cortes y tiende a saturar a los taludes y a la cama de los mismos es interceptada.

Cuando la obra atraviesa un terreno plano, con nivel freático muy próximo a la superficie, el subdrén abate ese nivel y deja al pavimento fuera de la acción de esa agua nociva.

Para diseñar el material de filtro se toman en cuenta las normas establecidas originalmente por Karl Terzaghi, teniendo en cuenta que sea un material lo suficientemente permeable para permitir el paso del agua con facilidad, pero al mismo tiempo evitar que haya pérdida de partículas sólidas finas.

### 3.2.6. APLICACION DE GEOTEXILES EN SUBDRENES.

Los problemas tradicionales de saturación y oclusión que se presentan con los subdrenes han sido solucionados mediante el recubrimiento del material del filtro con geotextiles de alta permeabilidad, incrementando la eficiencia y la vida útil de dichos drenes al impedir el paso de los finos a su interior.

El uso de los geotextiles en los trabajos de drenaje ha aumentado en los últimos años. Actualmente los geotextiles se emplean ordinariamente como una protección contra la contaminación y oclusión del material que transporta el agua, en sustitución parcial o total de los tradicionales filtros graduados, hechos con materiales naturales seleccionados a propósito; las

principales ventajas son la seguridad y economía, gracias a que es necesario un tiempo más corto para su colocación en el lugar y que no es necesaria una mano de obra especializada para su colocación.

En la Fig. 3.6 se sintetiza el progreso alcanzado en el diseño y construcción de las zanjas de drenaje en Europa. Los desagües más antiguos (desde el siglo XIX hasta la 2a. guerra mundial) consistían en zanjas superficiales, llenas con -- aglomerados de ríos, arroyos o depósitos, Sin arena (Fig. -- 3.6.a); después se usaron los mismos desagües pero provistos -- además de un conducto colector en el fondo (Fig. 3.6.b), pero -- diseñados sin seguir ningún criterio de diseño de filtros, hasta alrededor del año de 1955.

Con el fin de evitar una pérdida de eficiencia demasiado rápida, se empezaron a adoptar los filtros graduados en terrenos naturales (arena limpia con aglomerados en la parte principal del drenaje, cascajo uniforme fino alrededor del conducto colector); por otra parte el conducto colector se protegía contra el agua de la superficie llenando la parte superior de las zanjas con arcilla (Fig. 3.6.c).

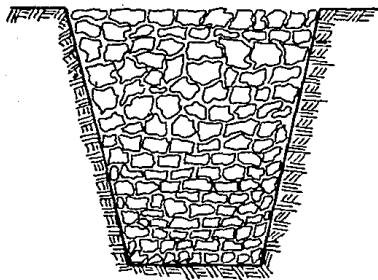


Fig. 3.6.a.

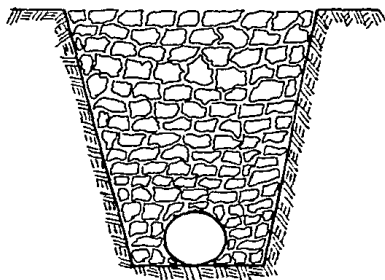


Fig. 3.6.b.

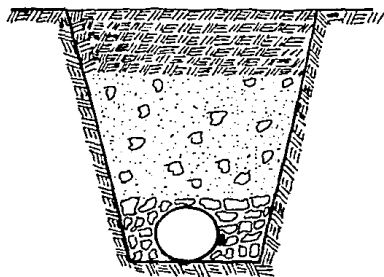


Fig. 3.6.c.

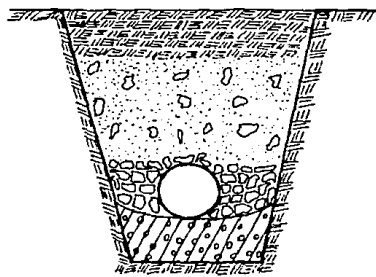


Fig. 3.6.d.

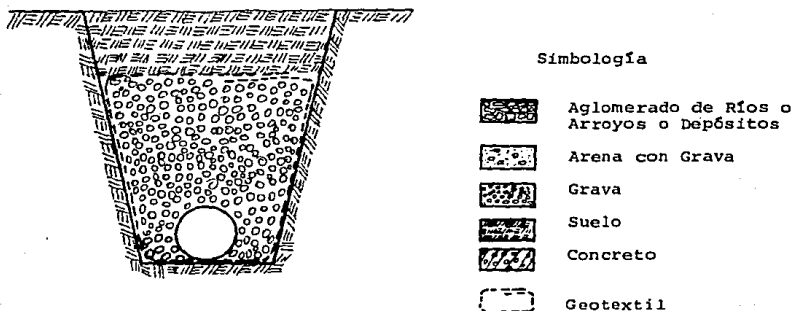


Fig. 3.6. Evolución de las zanjas de drenaje en Europa.

En muchos casos, tales desagües están provistos con una losa cóncava de concreto en la parte baja (Fig. 3.6.d.) situada así para darle inclinación a la superficie de deslizamiento y - conducir el agua lejos del lugar en que nos es nociva.

Durante los últimos años, estos drenajes tradicionales, han comenzado a ser más y más costosos, debido a los altos costos de los materiales de filtro naturales; por el contrario el uso de los geotextiles en substitución de la arena elimina las dudas relacionadas a la composición del tamaño de los granos de la propia arena y reduce los tiempos de construcción. Por eso las zanjas con geotextiles (Fig. 3.6.e.) resultan técnicamente más efectivas y económicamente ventajosas, en relación a las zanjas tradicionales con filtros graduados en terrenos naturales.



### 3.3. PRINCIPIOS TEORICOS.

En éste apartado mencionamos los principios teóricos en que se basa el diseño del filtro a ser utilizado en un subdrén - de zanja mencionando primero el que se refiere a un filtro granu - lar y posteriormente lo referente a el filtro con geotextil.

#### 3.3.1. CRITERIO PARA FILTROS GRANULARES.

Antes de entrar específicamente en dichos principios - teóricos mencionaremos las condiciones de índole granulométrica que debe cumplir en general el material de filtro y del subdrén como conjunto.

1.- Para facilitar el flujo de agua hacia el tubo per - forado:  $D^f_{15} \cong 5 D^s_{15}$

Donde:  $D^f_{15}$ .- Diámetro 15 del material de filtro.

$D^s_{15}$ .- Diámetro 15 del suelo circundante.

Diámetro 15 es el tamaño tal, que el 15% en peso del - suelo, sea igual o menor a ese tamaño.

2.- Para evitar la migración de partículas finas del - material por proteger hacia los huecos del material filtrante.

$D^f_{15} \cong 5 D^s_{85}$  ;  $D^f_{50} \cong 25 D^s_{50}$

3.- Para evitar la obstrucción de las perforaciones de la tubería y la fuga de los finos del material filtrante a su través.

$$D^f_{85} \cong 1.5d$$

Siendo: d= diámetro de las perforaciones de la tubería

4.- Para evitar que los materiales filtrantes se segreguen separándose por tamaños con las partículas gruesas en la parte inferior.

$$D^f_{60} \cong 20 D^f_{10}$$

Los objetivos fundamentales en los cuñles se basan los criterios para diseño de filtros son:

a) Permeabilidad.- Los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes para que el filtro tenga la permeabilidad necesaria para desalojar el agua que llega a él, sin que se desarrollen presiones hidrodinámicas y fuerzas de filtración importantes en el filtro.

b) Evitar la Erosión ó Retención de Partículas.- Con ésta condición los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente pequeñas para que los finos del material natural no sean arrastrados a través del filtro.

Una expresión típica de estos criterios es:

$$D^f_{15} \cong 4 D^s_{15} \text{ -----(1)}$$

$$D^f_{15} \cong D^s_{85} \text{ -----(2)}$$

La ecuación (1) es el criterio de permeabilidad y la ecuación (2) es el criterio de retención.

Cuando un material granular no tiene una distribución de tamaños uniforme se considera que el coeficiente de permeabilidad es proporcional a  $D^{2.10}$  ó a  $D^{2.15}$ . Por ésto la ecuación (1) implica que la permeabilidad del filtro debe ser 16 veces mayor que la permeabilidad del suelo.

Interpretando la ecuación (2) vemos que las partículas del suelo grandes deben ser de mayor tamaño que las aberturas del filtro. ( $D_{15/4}$ ).

### 3.3.2. CRITERIOS PARA LOS FILTROS GEOTEXTILES.

La selección de geotextiles para ser utilizados como filtros, es basada generalmente en la comparación de los tamaños del suelo base con la distribución de poros de la tela y en pruebas de permeabilidad.

La distribución de poros ("porometría") de la tela se determina mediante pruebas de cribado de esferas de vidrio calibrado. En la Figura 3.3.1. se presentan varias distribuciones de poros típicas.

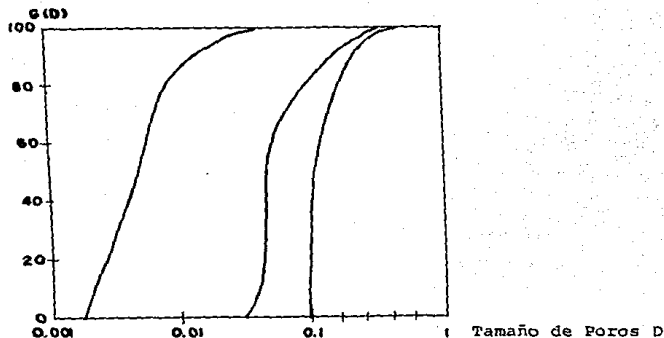


Fig. 3.3.1. Distribuciones Típicas de Tamaños de Poros "Porometría" de Geotextiles.

La permeabilidad se determina tanto en el sentido longitudinal como en el transversal con permeámetros que permiten comprimir la muestra, simulando las cargas a las que estará sometida la tela en el campo. El orden de magnitud de la permeabilidad es de  $10^{-1}$  cm/seg a  $10^{-2}$  cm/seg. Al estimar la permeabilidad de diseño es conveniente reducirla por efectos de taponamiento.

El problema de taponamiento sigue siendo motivo de muchas controversias, pero la mayor parte de las telas comerciales retienen mejor que los filtros granulares las partículas muy finas debido al tamaño reducido y uniforme de sus poros, aún bajo presiones altas.

No existen en la actualidad criterios de diseño de aceptación general, por lo que es usual que para cada obra, se hagan pruebas con el suelo particular que se tendrá que detener - en particular, para verificar si puede presentarse o no el tapo namiento.

Para el diseño de filtros geotextiles también son utilizados dos criterios que son los mismos que se usan en los filtros granulares: Criterio de Permeabilidad y Criterio de Retención.

#### Criterio de Permeabilidad.

El criterio de permeabilidad para los filtros geotextiles es formulado por la siguiente desigualdad:

$$k_{\text{geotextil}} > 0.10 k_{\text{suelo}}$$

El coeficiente de permeabilidad de un filtro geotextil debe ser al menos de un décimo del coeficiente de permeabilidad del suelo en contacto.

De acuerdo a ésto el coeficiente de permeabilidad de un filtro geotextil debe ser mayor que únicamente el 10% del coeficiente de permeabilidad del suelo mientras que el coeficiente de permeabilidad de un filtro granular debe ser 10 veces mayor que el del suelo.

Criterio de Retención.

Este criterio depende de la densidad de la tierra ( $I_D$ ) y de la inclinación de su curva granulométrica ( $C'_u$ , que es el coeficiente de uniformidad, una medida simple de uniformidad - de un suelo propuesta por Allen Hazen; los suelos con  $C'_u < 3$  se consideran muy uniformes pues aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presenta  $C'_u < 2$ ).

El tamaño requerido de la abertura del geotextil puede ser más grande o más pequeño que las partículas de tierra, dependiente de los valores de  $I_D$  y  $C'_u$ .

Este criterio es presentado en la tabla 3.1.

	Índice de Densidad de Suelo	Coeficiente de Uniformidad Lineal del Suelo	
		$1 < C'_u < 3$	$C'_u > 3$
Suelo Suelto	$I_D = 35\%$	$O_{95} < C'_u D_{50}$	$O_{95} < \frac{9}{C'_u} D_{50}$
Suelo de Densidad media	$35\% < I_D < 65\%$	$O_{95} < 1.5 C'_u D_{50}$	$O_{95} < \frac{13.5}{C'_u} D_{50}$
Suelo Denso	$I_D > 65\%$	$O_{95} < 2 C'_u D_{50}$	$O_{95} < \frac{18}{C'_u} D_{50}$

Donde:  $I_D$  Densidad relativa del suelo.  
 $C'_u$  Coeficiente de uniformidad lineal  
 $O_{95}$  Tamaño de poro del geotextil  
 $D_{50}$  Tamaño promedio de las partículas de suelo.

Tabla 3.1. Criterio de Retención para Geotextiles.

### 3.4. EXPERIENCIA DE GEOTEXTILES EN SUBDRENES.

En este inciso hablaremos de un sistema de subdrenaje - utilizando geotextiles, mencionando las características del geotextil usado y el sistema constructivo.

En el año de 1987 la ciudad de Tarpon Springs, Florida, E.U.A., trató de mejorar un callejón convirtiéndolo en una calle capaz de dar servicio al crecimiento residencial en los alrededores del mismo. La mejora consistió en una calle totalmente pavimentada con asfalto y las instalaciones necesarias para drenaje de las aguas pluviales para mantener el nivel freático.

Para mantener un manto acuífero relativamente constante, así como manejar los desbordes en la superficie, se usó un sistema combinado de drenaje de aguas y de recarga de las mismas.

Para llevar a cabo ambas funciones el sistema de drenaje debe estar protegido con un filtro, el cual permita al agua del terreno pasar hacia adentro y hacia afuera del sistema de drenaje, al tiempo que evite que las partículas finas tapen al sistema.

Como la construcción de un filtro de agregado de ciertos tamaños es extremadamente difícil y toma mucho tiempo su realización, la alternativa más efectiva desde el punto de vis

ta económico es un geotextil y fue utilizado uno con las siguientes características: peso ligero, filamento continuo - de estampado de aguja sin tejido, llamado "Trevira Spunbond", debido a su combinación de características de fortaleza, permeabilidad y retención de suelos.

El proceso constructivo de éste sistema de drenaje subterráneo fue:

Se excavó una zanja de drenaje a lo largo del camino y se revistió con el geotextil. En la zanja se situó una tubería perforada de 30 pulgadas de diámetro y se relleno después la zanja con piedra gruesa, limpia de drenaje. Se dobló al geotextil sobre la parte superior de la zanja para completar la envoltura y se llevó a cabo la construcción de las alcantarillas del camino y la superficie.



#### IV. PLANEACION DE LA INVESTIGACION.

##### 4.1. INTRODUCCION.

Los sistemas de filtración convencionales, subdrenes de zanja consistentes en una zanja de profundidad adecuada provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante, son efectivos para retener partículas que pueden ocluir el sistema pero son complicados y a menudo muy caros. La arena y la grava son difíciles de colocar y en ocasiones deben ser transportadas a considerables distancias.

Una solución práctica a las condiciones antes mencionadas es la utilización de telas sintéticas (geotextiles) porque permiten el paso del agua reteniendo la mayor parte de sólidos, simplifica la construcción y es estructuralmente estable.

De las propiedades de los geotextiles; físicas, mecánicas e hidráulicas, cabe resaltar dentro de las propiedades hidráulicas, la permeabilidad.

La investigación de éste trabajo tiene como objeto de terminar el comportamiento de diversos geotextiles mediante pruebas de flujo, realizadas en un recipiente rectangular construido en base a un bastidor de ángulo y cristal sellado con resina como confinamiento. En su interior interactuando un sistema de suelo (mezcla de arcilla y arena) y un geotextil.

Al modelo se le hicieron dos orificios de diferentes - diámetros, uno en la parte superior de las caras para sacar - los excedentes en el tirante y así mantener una carga constan - te y otro en la parte inferior de una de las caras para tomar las lecturas de los volúmenes desalojados a través del siste - ma con sus respectivos períodos de tiempo.

#### 4.2. CONDICIONES TEORICAS DE PROYECTO.

Para el material contenido en el modelo de ensaye, cla - sificado como arcilla arenosa, se considera un suelo formado por una mezcla de arcilla en una proporción del 40% del peso de pruebas y una arena en un 60%.

La permeabilidad del suelo de prueba debe ser menor - que la permeabilidad de la tela de filtro,  $k_{\text{suelo}} < k_{\text{filtro}}$ , para así tener el flujo deseado.

El suelo esta confinado por los cristales del recipien - te. Además, tiene una compactación que condiciona a tener un drenaje en forma horizontal mayor que el drenaje vertical.

La tela del geotextil tiene como función atraer y cap - tar el agua que fluye a lo largo de su plano para descargar a través del orificio colocado en la parte inferior del modelo.

#### 4.3. SELECCION DEL MATERIAL DE PRUEBA.

Para contar con un material que reúna una de las consideraciones de proyecto expuestas anteriormente, suelo clasificado como arcilla arenosa, fue necesario realizar un muestreo mediante un pozo a cielo abierto de 0.50 x 0.50 m de superficie y 1.00 m de profundidad.

El pozo se excavó con pico y pala, se obtuvo una muestra de material alterada a la que se le agregó arena necesaria para obtener la mezcla deseada a la que posteriormente, se le realizaron pruebas de laboratorio para determinar; granulometría, límites de Atterberg o de consistencia, compactación - Proctor y permeabilidad.

El terreno de donde se extrajo el material se localiza al SE de la E.N.E.P. Aragón; ubicada en San Juan de Aragón, - Estado de México, que dentro de la Zonificación del Valle de - México está en la Zona del Lago llamada así por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco.

#### 4.4. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Al material seleccionado (mezcla de arcilla y arena) se le realizaron pruebas índice y mecánicas.

De las pruebas índice se realizaron: la granulometría - límites de consistencia y compactación proctor estándar; de - las pruebas mecánicas se efectuó la permeabilidad. De las - pruebas anteriores se describe el desarrollo de cada una de - ellas, como sigue:

#### 4.4.1. GRANULOMETRIA.

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. El - análisis por mallas se concreta a segregar el suelo mediante - una serie de mallas que define el tamaño de la partícula.

El equipo necesario para realizar esta prueba es un juego de mallas, las más usuales son las siguientes: 76.2 mm (3 pulgadas), 50.8 mm (2 pulgadas), 25.4 mm (1 pulgada), 12.7 mm (1/2 pulgada), 9.52 mm (3/8 pulgada), No. 4 (4.76 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 20 (0.84 mm) No. 40 (0.420 mm), No. 60 (0.250 - mm), No. 100 (0.149 mm), No. 200 (0.074 mm), charola y tapa.

En la determinación de la composición granulométrica - del material se utilizaron las mallas No. 10, 20, 40 (clasificación arena media), 60, 100, 200 (arena fina), charola, tapa, y una tara o recipiente de aluminio.

De la mezcla de material (60% arena y 40% de arcilla), se tomó una porción de 500 gr la que se colocó en una de las -

mallas que previamente se habían acomodado de acuerdo a tamaño de abertura, con la de mayor abertura arriba (No. 10, 20, 40, 60, 100, 200), charola en la parte inferior y en seguida se colocó la tapa. Se agitó el juego de mallas con movimientos horizontales y verticales durante 5 minutos.

Después, se peso la fracción retenida en cada malla y - se anotan los resultados en la hoja de datos 4.4.1.

El peso de material fino que pasa la malla No. 200 se - obtuvo por medio del procedimiento de lavado, el que se describe a continuación:

Se deja remojar la muestra en una tara hasta poder formar una suspensión homogénea. Se vacía el contenido de la tara sobre la malla No. 200 y con el chorro de agua de la llave se lava, la muestra lo mejor posible para que todos los finos pasen por ella.

El material retenido en la malla No. 200 se coloca en - el recipiente, se seca al horno este material y se pesa des--pués de haberlo enfriado.

#### 4.4.2. LIMITES DE ATTERBERG O DE CONSISTENCIA.

Las propiedades de un suelo formado por partículas muy finas, depende de su contenido de agua, la que modifica las - fuerzas de interacción entre partículas, y por tanto, influye

sobre el comportamiento del material. Un elevado contenido de agua corresponde a una distancia promedio alta entre partículas y a una resistencia baja al esfuerzo cortante.

Al disminuir el contenido de agua, la resistencia aumenta hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable, posteriormente, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión.

El significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estado físico fue sugerido por primera vez - por A. Atterberg en 1911.

A. Atterberg marcó las humedades de los cuatro estados en que se pueden presentar los materiales muy finos, para ello estableció los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la humedad correspondiente al límite entre el estado semilíquido y el plástico; el segundo, es la humedad correspondiente entre el plástico y el semisólido; el tercero, separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama de consistencia, en la figura 4.4.1. se muestran los límites antes mencionados.

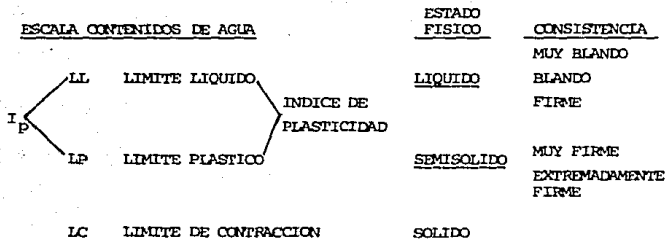


Figura 4.4.1. Escala de contenidos de agua de un suelo, mostrando los límites de Atterberg, el estado físico correspondiente, y la consistencia aproximada del suelo.

Para situar el material en el límite líquido, se utiliza la copa de Casagrande en la cual, la porción del material que pasa la malla No. 40 con ese contenido de humedad debe cerrar íntimamente, a lo largo de 1 cm una abertura realizada con una pequeña herramienta especial denominada ranurador, al proporcionar 25 golpes sobre la base del aparato.

Para que el material llegue al límite plástico, se elaboran rollitos de material, inicialmente en el límite líquido, que se rolan por medio de un vidrio pequeño, levantado 3 mm por medio de alambre, sobre otro vidrio base de mayores dimensiones, - se dice que el material está en el límite plástico cuando los rollitos empiezan a agrietarse.

El límite de contracción (LC) es el contenido de agua - que saturaría a un suelo contraído por secado.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad, y mide el intervalo de contenido de agua en el que el suelo es plástico. Para determinar el límite líquido se emplea el siguiente equipo: Copa de Casagrande, ranurador plano triangular, malla No. 40 (0.420 mm), espátulas, cápsula de porcelana, vidrio de reloj.

Balanza con aproximación de 0.001 gr y capacidad mínima de 100 gr.

Horno a temperatura constante de 110°C.

Para llevar a cabo la prueba se utiliza el material que pasa la malla No. 40.

El procedimiento para realizar la prueba del límite líquido se ajustó a lo siguiente:

1.- Se tomaron unos 500 gr de suelo húmedo y se mezclaron con una espátula, hasta que adoptó una consistencia suave y uniforme.

2.- Se colocó una porción de esa pasta en la Copa de Casagrande, con un espesor máximo de 1 cm y con el ranurador -



apropiado se hace la ranura correspondiente; el ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie interior de la copa.

3.- Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre.

4.- Se remezcla el suelo en la copa, con la espátula, repitiendo el procedimiento descrito en los puntos 2 y 3 dos veces más, cuidando que el número de golpes necesarios para el cierre de la ranura sea prácticamente el mismo en las tres ocasiones.

5.- Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, se toman 10 gr de suelo aproximadamente, de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina su contenido de agua.

6.- Se repite el procedimiento del punto 2 al 5, se determina dos veces más el número de golpes, y su contenido de agua correspondientes.

7.- Los datos que se obtuvieron en el procedimiento de la prueba (número de golpes, contenido de agua), se dibujaron en una gráfica, el número de golpes en el eje de las abscisas y el contenido de agua en las ordenadas, que da como resultado -

una recta, la ordenada correspondiente a los 25 golpes es el límite líquido.

Para determinar el límite plástico se efectuó el siguiente procedimiento:

- 1.- Se mezclaron alrededor de 15 gr de suelo húmedo.
- 2.- Se roló el suelo sobre una placa de vidrio con la mano, hasta alcanzar un diámetro aproximado a 3 mm.
- 3.- Al llegar el cilindro al agrietamiento, se dice - que el material está en el límite plástico.

Con los valores determinados en los procedimientos de las pruebas para los límites líquido y plástico se llena la hoja de datos No. 4.4.2. que se denomina límites de plasticidad y humedad natural.

La interpretación de las pruebas de los límites líquido y plástico se facilita usando la carta de plasticidad desarrollada por Arturo Casagrande. En esta carta (Fig. 4.4.2.), las ordenadas representan valores del índice de plasticidad, y las abscisas, valores de límite líquido. La Carta se divide en seis regiones para la línea inclinada A que tiene por ecuación  $I_p = 0.73 (LL - 20)$ , y las dos líneas verticales  $LL=30$  y  $LL=50$ .

Todos los suelos representados por puntos arriba de la línea A son arcillas inorgánicas; la plasticidad varía de baja ( $LL < 30$ ) a alta ( $LL > 50$ ) con valores crecientes del límite líquido. Los suelos representados por puntos que quedan abajo de la línea A pueden ser limos inorgánicos, limos orgánicos o arcillas orgánicas. Si son inorgánicas, se dice que son de compresibilidad baja, media o elevada, lo que depende de que su límite líquido sea inferior a 30, éste comprendido entre 30 y 50, o sea superior a 50. Si son limos orgánicos, están representados por puntos situados en la región correspondiente a un límite líquido entre 30 y 50, y si son arcillas orgánicas, a un límite líquido superior a 50.

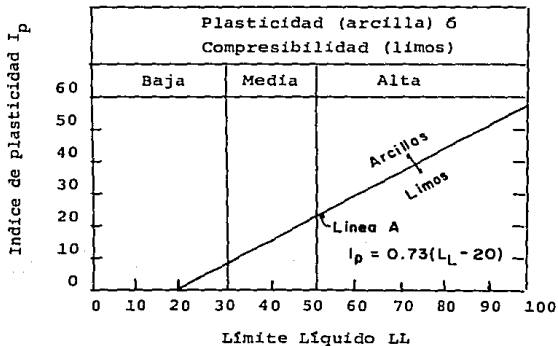


Figura 4.4.2. Carta de plasticidad (según Arturo Casagrande, 1948).

En base a los datos obtenidos en las pruebas de plasticidad; límite líquido igual a 19.9%, límite plástico igual a 2.85% y índice de plasticidad igual a 16.15%, se clasificó en la Carta de plasticidad al material como una arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad.

#### 4.4.3. COMPACTACION.

Se entiende por compactación al proceso de aumento rápido del peso volumétrico de un suelo, mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración. La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos por el agua.

Se sabe que, para una energía de compactación dada, el máximo peso volumétrico seco del suelo compactado se obtiene para cierto contenido de agua, llamado contenido de agua óptimo.

Para encontrar el grado de compactación se requiere el patrón de laboratorio con el que se debe comparar el peso volumétrico seco encontrado en el campo. Las pruebas de compactación de laboratorio son principalmente de dos tipos: estática y dinámicas.

Las pruebas de compactación estática son aquellas en que se compacta el espécimen con una presión que se proporcióna al material por medio de una placa que cubre la superficie libre del molde y cuyo principal exponente es la prueba - Porter estándar.

Las pruebas de tipo dinámico son aquellas en las que el espécimen se elabora compactando el material por medio de pisones, que tienen una área de contacto menor a la sección libre del molde que se usa, el ejemplo típico de las pruebas de este tipo es la Proctor. Para la construcción de caminos en el país, desde 1950 se cambió el número de golpes por capa, de 25 a 30, denominándose esta prueba como Proctor 30 golpes.

Este cambio se debió a que hubo varias reclamaciones de las compañías, cuando los pesos volumétricos máximos obtenidos con la Proctor estándar (25 golpes), eran menores a los que se obtenían en los laboratorios de verificación.

#### 4.4.3.1. PRUEBA PROCTOR ESTANDAR.

Historicamente, el primer método es el debido a R.R. - Proctor y es conocida hoy día como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. (American Association State Highway Officials) Estándar.

La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

El molde es un cilindro de 0.94 litros de capacidad -- aproximada, de 10.2 cm (4 pulgadas) de diámetro y 11.7 cm (4.59 pulgadas) de altura, provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm (2 pulgadas) de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa.

El pisón es de 2.5 kg (5.5 libras) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico - de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm (12 pulgadas). - Dentro del molde el suelo debe colocarse en tres capas que se compactan dando 25 golpes, repartidos en el área del cilindro, a cada una de ellas.

#### 4.4.3.2. PRUEBA PROCTOR MODIFICADA.

El procedimiento de esta prueba es similar al de la - prueba descrita anteriormente, la variante de esta prueba es - el aumento de la energía de compactación, de 6.06 a 16.49 kg-cm/cm<sup>3</sup>, aumentando al mismo tiempo el peso de pisón (4.5kg ó - 10 libras) y la altura de caída del mismo de 45.7 cm (18 pulg.).

#### 4.4.3.3. PRUEBA HARVARD MINIATURA.

La prueba de compactación por amasado Harvard miniatura consiste en aplicar en un molde de dimensiones reducidas, un - cierto número de pisadas a cada capa del suelo, con un pisón - que produce presiones que varían gradualmente de cero a cierto valor máximo y viceversa. La energía de compactación puede ha - cerse variar a voluntad, introduciendo cambios en una o más de los siguientes factores: fuerza máxima de apisonado, número - de capas y de pisadas por capa.

Para determinar el peso volumétrico seco máximo y el - contenido de agua óptimo, del material empleado en el recipien - te del modelo de investigación, se realizó la prueba de compac - tación Próctor 30 golpes.

El equipo y condiciones de trabajo para la prueba de - compactación fueron las siguientes:

Molde de  $937.39 \text{ cm}^3$  de capacidad y 3375 gr de peso, mar - tillo de 2 270 gr de peso y altura de caída de 32.5 cm, se com - pactaron tres capas con 30 golpes cada una.

Esta prueba se realiza con la fracción de la muestra - que pasa la malla No. 4.

Se prepararon 5.00 kg de suelo al que se le agregó una determinada cantidad de agua, se mezcló el material hasta que la humedad fuera uniforme, ésto se comprobaba formando un grumo con el material, si el grumo guardaba cierta forma se hacía la consideración que el material estaba listo para iniciar la prueba.

Se pesó el molde, 3 375 gr, sin considerar el collarín de extensión el que se colocó posteriormente.

Se colocó en el molde la tercera parte de una de las fracciones de suelo, se empareja la superficie con los dedos, se compacta esta capa con 30 golpes del martillo de 2.27 kg - de peso, con altura de caída libre de 32.5 cm. Este procedimiento se repite en dos ocasiones más para las capas restantes.

Se quita, con cuidado el collarín de extensión y se en rasa el suelo con una regla metálica. En éste caso fue necesario aflojar el material en contacto con el collarín para evitar que se desprendieran trozos de suelo.

Posteriormente, se pesó el molde más suelo húmedo y se tomó una muestra representativa, de la parte superior del sue lo contenido en el molde. Estos valores se registraron en la hoja de datos No. 4.4.3. denominada compactación.



Con los datos obtenidos, peso específico seco y contenido de agua, se dibujó una gráfica en el eje de las abscisas, - el contenido de agua y el peso específico seco en las ordenadas. Los resultados obtenidos según hoja de datos son:

Peso volumétrico seco máximo (PVSM) igual a 1 510 kg/m<sup>3</sup> y un contenido de agua óptimo (wo) igual a 22.5%.

#### 4.4.4. PERMEABILIDAD.

El flujo de agua a través de medios porosos está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos. Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = kAi \left( \frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right)$$

Donde: A.- área total de la sección transversal del filtro.

i.- gradiente hidráulico del flujo.

k.- coeficiente de permeabilidad.

La ecuación anterior es válida si el flujo es laminar.

El coeficiente de permeabilidad k, no es una constante del material, sino que depende del tamaño y forma de las partí

culas que componen el suelo, de su relación de vacíos, forma y arreglo de los poros, del grado de saturación y de las propiedades del agua, esencialmente de la viscosidad, la que varía con la temperatura.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

**Directos:**

- 1.- Permeámetro de carga constante.
- 2.- Permeámetro de carga variable.
- 3.- Pruebas directas de los suelos en el lugar.

**Indirectos:**

- 1.- Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- 2.- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- 3.- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Para determinar el coeficiente de permeabilidad, del material de modelo (arcilla arenosa), se realizó la prueba por medio del permeámetro de carga variable que es el más adecuado para probar materiales de baja permeabilidad.

El procedimiento de la prueba para permeámetro de carga variable fue el siguiente:

Para preparar el espécimen se tomó en cuenta el peso volumétrico seco máximo al 90% igual a  $1\,359\text{ kg/cm}^3$  y el contenido de agua óptimo igual a 22.5% más un 5%.

A continuación se muestra como partiéndo de los datos - antes mencionados se llega a determinar la altura del espécimen de muestra:

Se parte de las ecuaciones de peso volumétrico seco máximo al 90% de compactación y peso volumétrico húmedo.

$$\frac{PVH}{1+w} = PVSM_{90} \dots 1$$

$$\frac{Wm}{Vm} = PVH \dots 2$$

Despejando el PVH en la ecuación 1 tenemos:

$$PVH = (PVSM_{90}) (1+w) \dots 3$$

Sustituyendo valores en ecuación 3:

$$PVH = (1359) (1+0.275)$$

$$PVH = 1732.73\text{ kg/m}^3$$

Despejando el volúmen de material ( $V_m$ ) en ecuación 2:

$$V_m = \frac{Wm}{PVH} \dots 4$$

El peso del material ( $W_m$ ) se obtiene de hacer la diferencia del peso del material humedo + molde menos el peso del molde, es decir:

$$W_m = 0.246 \text{ kg} - 0.0849 \text{ kg}$$

$$W_m = 0.1611 \text{ kg}$$

Sustituyendo los valores del peso volumétrico húmedo y el peso de material, en ecuación 4, tenemos:

$$V_m = \frac{0.1611}{1732.73}$$

$$V_m = 92.97 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \text{ ó } 92.97 \text{ cm}^3$$

En donde el volúmen de la muestra ( $V_m$ ) es igual a:

$$V_m = A \times h \dots 5$$

De la ecuación 5, el área ( $A$ ) se determinó en base al diámetro del permeámetro igual a 6.7 cm, por tanto:

$$A = \frac{\pi (6.7)^2}{4}$$

$$A = 35.26 \text{ cm}^2$$

Despejando la altura ( $h$ ) de la ecuación 5; y sustituyendo el volúmen del material ( $V_m$ ) y el área del permeámetro, tenemos que:

$$h = \frac{V_m}{A}$$

$$h = \frac{92.97}{35.26}$$

$$h = 2.64 \text{ cm}$$

Que es la longitud que tendrá el espécimen cuidando de apegarse al peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo.

El área de la sección transversal del tubo del permeámetro se calculó de la siguiente manera:

Se llenó con agua un metro de longitud del tubo del permeámetro ocupando un volumen igual a 42 ml. De la ecuación  $V = a \times h$ , se despejó (a, área de la sección transversal del tubo del permeámetro) quedando:

$$a = \frac{V}{h}$$

Donde:

$$V.- \text{volumen contenido en 1 m} = 42 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$h.- 1 \text{ m}$$

$$a = \frac{42 \times 10^{-6} \text{ m}^3}{1 \text{ m}}$$

$$a = 42 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ ó } 42 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

Para determinar la permeabilidad se hicieron 4 lecturas; de altura inicial del permeámetro ( $h_0$ ) y de altura final del permeámetro ( $h_1$ ).

Estas lecturas se tomaron en intervalos de tiempo como se muestra en la hoja de datos No. 4.4.4. denominada Permeabilidad con carga variable.

El permeámetro de carga variable es adecuado para probar materiales de baja permeabilidad, debido a que las dimensiones del aparato pueden ajustarse de manera que las medidas de carga y de tiempo pueden efectuarse con gran precisión dentro de una amplia variación de los valores del coeficiente de permeabilidad.

El valor de la permeabilidad ( $k$ ) se calculó con las cantidades medidas durante la prueba de permeabilidad con carga variable por medio de la ecuación:

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_0}{h_1}$$

Donde:

a.- área de la sección del tubo del permeámetro,  $\text{cm}^2$ .

L.- altura de la muestra, cm.

A.- área de la sección transversal de la muestra,  $\text{cm}^2$ .

$h_0$ - altura inicial de la carga hidráulica en el permeámetro, cm.

$h_1$ - altura final de la carga hidráulica en el permeámetro, cm.

t.- tiempo, seg.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se determinó la permeabilidad promedio siguiente:

Datos:

$$a = 42 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$L = 2.6 \text{ cm}$$

$$A = 35.26 \text{ cm}^2$$

## 1a. Lectura

$$h_0 = 50 \text{ cm} \quad k = 2.3 \frac{42 \times 10^{-2} (2.6)}{(35.26) (60)} \log \frac{50}{45.5}$$

$$h_1 = 45.5 \text{ cm} \quad k = 2.3 \frac{1.09}{2115.6} \log 1.10$$

$$t = 60 \text{ seg} \quad k = 2.3 (5.15 \times 10^{-4}) (4.139 \times 10^{-2})$$

$$k = 4.90 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

## 2a. Lectura

$$h_0 = 76 \text{ cm} \quad k = 2.3 \frac{42 \times 10^{-2} (2.6)}{(35.26) (120)} \log \frac{76}{65}$$

$$h_1 = 65 \text{ cm} \quad k = (2.3) (2.5808 \times 10^{-4}) (6.79 \times 10^{-2})$$

$$t = 120 \text{ seg} \quad k = 4.03 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

## 3a. Lectura

$$h_0 = 89 \text{ cm} \quad k = 2.3 \frac{42 \times 10^{-2} (2.6)}{(35.26) (240)} \log \frac{89}{74}$$

$$h_1 = 74 \text{ cm} \quad k = (2.3) (1.29 \times 10^{-4}) (8.01 \times 10^{-2})$$

$$t = 240 \text{ seg} \quad k = 2.37 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

## 4a. Lectura

$$h_0 = 88 \text{ cm} \quad k = 2.3 \frac{42 \times 10^{-2} (2.6)}{(35.26) (300)} \log \frac{88}{75}$$

$$h_1 = 75 \text{ cm} \quad k = (2.3) (1.03 \times 10^{-4}) (6.94 \times 10^{-2})$$

$$t = 300 \text{ seg} \quad k = 1.64 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

$$k \text{ prom} = 3.24 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO 68.  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
 PROFESIONALES ARAGON

LABORATORIO DE PAVIMENTOS

HOJA DE DATOS 4.4.1.

Determinación de Peso volumétrico de Material Seco y Sueto y Composición Granulométrica

Composición Granulométrica del Material Retenido en la Malla N° 4

MALLA	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUM.	% QUE PASA LA MALLA
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"				
1/2"				
3/8"				
1/4"				
N° 4				
Peso N° 4				
Peso				

Determinación de la Composición Granulométrica del Material Testeado por la Malla N° 4 (Por Lavado).

Fecha 27 DE OCTUBRE DE 1987.

Malla N°	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUM.	% QUE PASA LA MALLA
10	62.20	14.45	14.45	85.55
20	90.70	21.07	35.52	64.48
40	89.60	20.81	56.33	43.67
80	43.50	10.10	66.43	33.57
100	59.20	13.75	80.18	19.82
200	49.50	11.50	91.68	8.32
Peso N° 200	35.80			
Suma	430.50			

Absorción, Densidad y Compacto

Peso Húmedo		Volumen (c.c. de agua jada)	
Peso Seco		Peso Seco	
Agua absorbida		Densidad Relativa Aparente	
Absorción		Demerite	

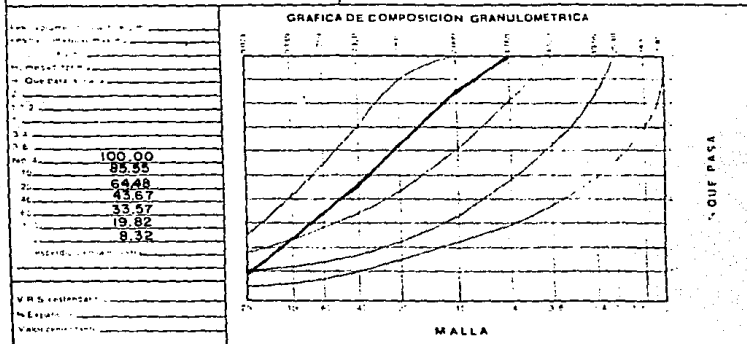




LABORATORIO DE PAVIMENTOS

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA BASE Y SUB-BASE

MATERIAL:	ENVIADO POR:
LABORATORIO:	FECHA DE RECIBO:
PROYECTO: <b>E.N.E.P. ARAGON</b>	FECHA DE ENVÍO: <b>27 OCTUBRE 1987</b>



PRUEBAS EN MAT. MAYOR 30	PRUEBAS SOBRE MATERIAL QUE PASA LA MALLA No 40	
ABSORCION _____	LÍMITE LÍQUIDO <b>19.00 %</b>	EGUIV. HUMEDAD CAMPO _____
DENSIDAD _____	LÍMITE PLÁSTICO <b>2.85 %</b>	CONTRACCIÓN LINEAL _____
	ÍNDICE DE PLÁSTICO <b>16.15 %</b>	

--	--	--

E. JARDÓN GARCÍA	ALVARADO	TAYLOR
------------------	----------	--------



**U.N.A.M.**  
**ENEP ARAGON**  
**LAB. DE GEOTECNIA**

70.  
 HOJA DE DATOS 4.4.2.

**LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL**

OBRA: <b>INVESTIGACION</b> LOCALIZACION: <b>E.N.E.P. ARAGON.</b> SONDEO NUM. _____ ENSAYE NUM. _____ MUESTRA NUM. _____ PROF.: _____ DESCRIPCION: _____	FECHA: <b>29 OCTUBRE 1987.</b> OPERADOR: _____ CALCULO: _____
---	---

**LIMITE LIQUIDO**

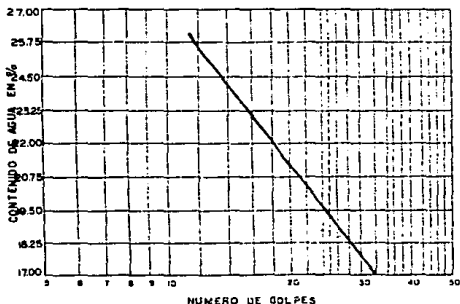
PRUEBA NUM.	CAPSULA NUM.	NUMERO DE GOLPES	PESO CAPSULA + SUELO	PESO CAPSULA + SUELO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO MECO	CONTENIDO DE AGUA (%)
			NUMERO	MECO	MECO	MECO	MECO	%
1	12		18,80	16,30	2,50	6,70	9,60	26,04
2	32		15,50	14,00	1,50	5,30	8,70	17,24
3	24		17,60	15,70	1,90	5,60	10,10	18,81

**LIMITE PLASTICO**

4	9,00	8,90	0,10	5,40	3,50	2,85
---	------	------	------	------	------	------

**HUMEDAD NATURAL**

--	--	--	--	--	--	--



W = \_\_\_\_\_ %  
 LL = 19.00 %  
 LP = 2.85 %  
 Ip = 16.15 %  
 $C_u = \frac{LL - W}{I_p}$  \_\_\_\_\_  
 Fe = \_\_\_\_\_ %  
 $T_u = \frac{I_p}{I_e}$  \_\_\_\_\_

CLASIF. SUCS. CL  
Arellita arenosa.

CONTRACCION LINEAL  
 LI = \_\_\_\_\_  
 LF = \_\_\_\_\_  
 CL = \_\_\_\_\_

OBSERVACIONES:  $I_p = LL - LP = 19.00 - 2.85 = 16.15$

U.N.A.M.

ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA

OBRA : TESIS  
 LOCALIZACION : E.N.E.P. ARAGON.  
 ENSAYE N° : \_\_\_\_\_ SONDEO N° : \_\_\_\_\_  
 MUESTRA N° : \_\_\_\_\_ PROF. : \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION : \_\_\_\_\_

COMPACTACION.

HOJA DE DATOS 4.4.3.

Tipo de prueba : PROCTOR 30 GOLPES.  
 Molds N° : \_\_\_\_\_ vol. : 937.39 cm<sup>3</sup> peso : 3375 gr.  
 Peso mortillo : 2270 gr. Altura celda : 32.5 cm.  
 N° de capas : 3 N° de golpes por capa : 30

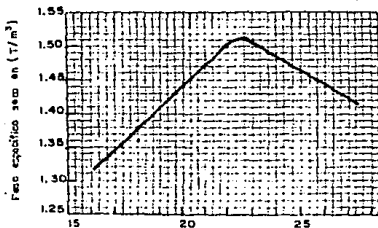
FECHA : 15 DICIEMBRE 1987.

OPERADOR : \_\_\_\_\_

CALCULO : \_\_\_\_\_

Determinación N°	1	2	3	4	5	6
Peso molde + suelo húmedo (gr)	4805	4877	4997	5122	5096	5063
Peso molde (gr)	3375	3375	3375	3375	3375	3375
Peso suelo húmedo (gr)	1430	1502	1622	1747	1721	1688
Peso específico húmedo (T/m <sup>3</sup> )	1.53	1.60	1.73	1.86	1.84	1.80
Cápsula N°	1	2	3	4	5	6
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	221.6	209.1	258.0	273.0	280.4	392.0
Peso cápsula + suelo seco (gr)	202.7	190.1	229.3	237.3	240.7	336.7
Peso del agua (gr)	18.9	19.0	28.7	35.7	39.7	55.3
Peso cápsula (gr)	84.7	83.5	89.1	84.3	84.4	123.4
Peso suelo seco (gr)	118.0	106.6	140.2	153.0	156.3	213.3
Contenido de agua (%)	16.0	18.0	20.0	23.0	25.0	26.0
Peso específico seco (T/m <sup>3</sup> )	1.32	1.36	1.44	1.51	1.47	1.43
Relación de vacíos : e						

$$\text{Peso específico seco} = \frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{Contenido de agua}}$$



Datos sobre saturación

	w	γ <sub>s</sub>
GW = 100%	_____	_____
GW = 80%	_____	_____

$$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{1 + e}$$

OBSERVACIONES P.V.S.M. = 1510 kg/m<sup>3</sup> w<sub>o</sub> = 22.5%



## PERMEABILIDAD CON CARGA VARIABLE

Procedencia: E.N.E.P. ARAGÓN		Identificación de Lab: .....	
Banco: .....		Profundidad: .....	
Muestra: .....		Fecha: 7 ENERO 1988	
Clasificación: Arcilla AREGASA		Peso muestra húmeda + tara	$W_u = 246.0$ gr.
Permeámetro N°: .....		Peso muestra seca + tara	$W_s = 221.8$ gr.
Area	$A = 35.26$ cm <sup>2</sup>	Peso agua	$W_w = 24.2$ gr.
Longitud inicial	$L_i = 2.60$ cm.	Peso Tara N°	$C = 84.9$ gr.
Longitud final	$L_f = .....$ cm.	Peso muestra seca	$W_s = 136.9$ gr.
Volumen inicial	$V_i = 92.97$ cm <sup>3</sup>	Contenido natural de agua	$U = .....$ %.
Volumen final	$V_f = .....$ cm <sup>3</sup>	Peso Volumétrico seco	$\gamma_s = 1359$ Kg/m <sup>3</sup>
Area piezómetro	$a = 0.42$ cm <sup>2</sup>	Densidad	$S_s = .....$
$e_1 = .....$	$d_1 = .....$	$e_1 = .....$	$e_{Proctor} = .....$

$h_1$	$h_2$	$T_1$	$T_2$	$t_1$	$t_2$	$\Delta t$	$\frac{h_1}{h_2}$	$\log \frac{h_1}{h_2}$	P	$k_T$ 10 <sup>-6</sup>	$k_{20}$ 10 <sup>-4</sup>
				0.00	60	60	1.10	0.041		4.90	
50.0	45.5			0.00	120	120	1.17	0.068		4.03	
76.0	65.0			0.00	240	240	1.20	0.080		2.37	
89.0	74.0			0.00	300	300	1.17	0.069		1.64	
88.0	75.0										

<p style="text-align: center;"><b>FORMULAS</b></p> $K_T = \frac{2.3L_0}{A} \frac{1}{\Delta t} \log \frac{h_1}{h_2} = \frac{P}{\Delta t}$ $W_s = \frac{W_u}{1 + \frac{U}{100}}$ $e = \frac{V \cdot S_s - W_s}{W_s}$ $K_{20} = K_T \frac{h_1}{h_{20}}$ <p>Observaciones: .....</p> <p>Operador: .....</p>	<p style="text-align: center;"><b>PERMEABILIDAD MEDIA</b></p> $K_{20} = 3.24 \times 10^{-5}$ cm/seg. <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <p><b>GROUQUIS</b></p> <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 100px; margin: 0 auto;"></div> </div> <p>W<sub>u</sub> + C: ..... gr.          W<sub>s</sub> + C: ..... gr.          C<sub>N</sub>: ..... gr.          W<sub>w</sub>: ..... gr.          W<sub>s</sub>: ..... gr.          C<sub>O</sub>: ..... %.</p> <p>Calculó: .....</p> <p style="text-align: right;">Fecha: 11 ENERO 1988</p>
---	--

#### 4.5 CONSTRUCCION DEL MODELO.

Buscando satisfacer las condiciones de proyecto como son, que se tiene un suelo con un cierto grado de compactación y que se trabaja con un tirante de agua, para construir el recipiente se utilizó cristal de 6 mm de espesor para formar las caras impermeables de confinamiento sobre una armazón rectangular de ángulo de 1/2 pulgada, de 50 cm de altura, 50 cm de largo y 30 cm de ancho.

Para eliminar el riesgo de posibles fugas de agua del recipiente se empleo un sello (resina epoxica) en las uniones de cada una de las caras del modelo, este sello se colocó tanto por la parte interna como externa del recipiente.

En el extremo inferior de una de las caras de 50 x 50 cm se le hizo un orificio de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro, como se muestra en foto No. 4.5.1., para que por este descargue el agua producto del drenado a través del suelo contenido en el recipiente.

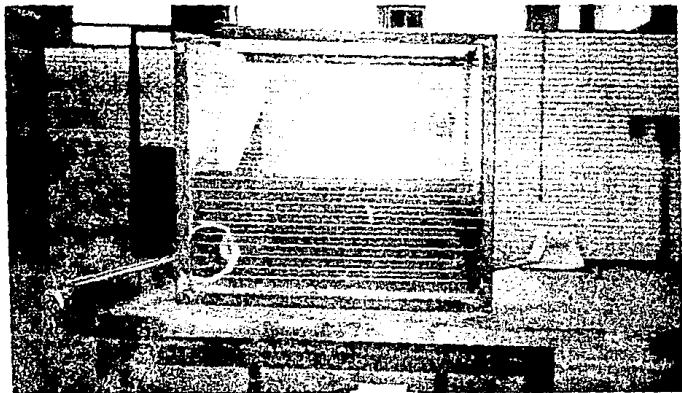


Foto No. 4.5.1. Indica orificio de descarga, 5 cm de diámetro.

Además, se colocó otro orificio de 0.318 cm (1/8 pulgada), en la parte superior y al centro de una de las caras de - 50 x 30 cm con el fin de eliminar los excedentes de agua y así trabajar con un tirante constante durante el desarrollo del drenado como se muestra en Foto No. 4.5.2.

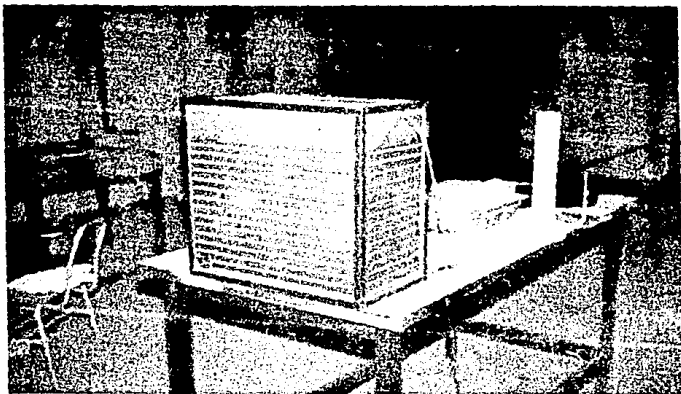


Foto 4.5.2. Orificio de 1/8 pulgada para eliminar excedentes de agua.

Ya con el recipiente construido se coloca paralelo a la cara adyacente al orificio de descarga, una muestra de tela de 30 cm de ancho que envuelve un tubo perforado de plástico que está al mismo nivel que el orificio de descarga, el tubo perforado de plástico tiene la función de conducir el agua como se observa en la Foto No. 4.5.3.

PRECIO UNITARIO 126.

<b>CLAVE</b>	<b>CONCEPTO</b> Suministro y colocación de tubería de plástico de 10 cm de diámetro para dren incluye: material, mano de obra y equipo	<b>UNIDAD</b>	m	<b>RENDIMIENTO</b>		<b>FECHA</b>	Julio-88
<b>CLAVE</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>UNI</b>	<b>CANT</b>	<b>COSTO UNI</b>	<b>FO</b>	<b>F.Z</b>	<b>IMPORTE</b>
<b>MATERIALES</b>							
	Tubería de plástico 10 cm Ø	m	1.05	7,279.00			7,642.95
<b>SUMA DE MATERIALES.</b>							7,642.95
<b>MANO DE OBRA</b>							
	Peón	Jor	0.0200	13,296.00			265.92
	Tubero	Jor	0.0200	20,695.56			413.91
<b>SUMA DE M DE O. FACTOR DE M DE O OTROS IMPUESTOS</b>							679.83
<b>SUMA TOTAL DE M DE O.</b>							679.83
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							
	Mando intermedio y herramienta	º	10	679.83			67.98
<b>SUMA HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							67.98
<b>OBSERVACIONES</b>				<b>COSTO UNITARIO</b>		8,390.76	
				<b>INDIRECTO Y UTILIDAD</b>			
				<b>PRECIO UNITARIO</b>			



**PRECIO UNITARIO 127.**

CLAVE	CONCEPTO			UNIDAD			RENDIMIENTO	FECHA
	Suministro y colocaci3n de tela geotextil "Pavitex 350" para filtro, incluye: mano de obra, material y equipo necesario, acarreo desde almac3n.			m <sup>2</sup>				Julio-88
CLAVE	DESCRIPCION	UNI	CANT	COSTO UNI	F.O.	F.Z.	IMPORTE	
<b>MATERIALES</b>								
	Geotextil Pavitex 350	m <sup>2</sup>	1.05	3,835.00			4,026.75	
							<b>SUMA DE MATERIALES:</b>	
							4,026.75	
<b>MANO DE OBRA</b>								
	Pe3n	Jor	0.0095	13,296.00			126.31	
	Alba3n	Jor	0.0095	18,814.14			178.73	
							<b>SUMA DE M. DE O.</b>	
							305.04	
							<b>FACTOR DE M. DE O</b>	
							<b>OTROS IMPUESTOS</b>	
							<b>SUMA TOTAL DE M. DE O.</b>	
							305.04	
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>								
	Mando Intermedio y herramienta	8	10	305.04			30.50	
							<b>SUMA HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>	
							30.50	
<b>OBSERVACIONES</b>				<b>COSTO UNITARIO</b>		4,362.29		
				<b>INDIRECTO Y UTILIDAD</b>				
				<b>PRECIO UNITARIO</b>				

**PRECIO UNITARIO** 128.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO	FECHA			
	Relleno en capas, con material producto de la excavación compactado manualmente con pison en capas de 0.20 m medido compacto (a rebote de pison).	m <sup>3</sup>		Julio-88			
CLAVE	DESCRIPCION	UNI	CANT	COSTO UNI	F O	F Z	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>							
	Agua	m <sup>3</sup>	1.05	43.48			45.65
SUMA DE MATERIALES							45.65
<b>MANO DE OBRA</b>							
	Peón	Jor	0.200	13,296.00			2,659.20
SUMA DE M DE O FACTOR DE M DE O OTROS IMPUESTOS							2,659.20
SUMA TOTAL DE M. DE O							
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							
	Costo horario camión pipa	hr	0.040	41,029.02			1,641.16
	Mando intermedio y herramienta	?	10	2,659.20			265.92
SUMA HERRAMIENTA Y EQUIPO							1,907.08
OBSERVACIONES				COSTO UNITARIO	4,611.93		
				INDIRECTO Y UTILIDAD			
				PRECIO UNITARIO			

## VII. CONCLUSIONES.

Del análisis de resultados obtenidos en el modelo de investigación, sistema formado por la interacción del suelo arcillo-arenoso, el textil y el tirante de agua, se concluye lo siguiente:

- 1.- Los valores de volúmen de agua y tiempo, son producto del sistema ensayado.
- 2.- El volúmen de agua varía de acuerdo al geotextil utilizado, pues como se observó en el análisis de gráficas realizado, la tela sintética que descarga el mayor volúmen de agua, es la que tiene el espesor de 3 mm (Pavitex 350)
- 3.- Se considera que no se tuvo arrastre de finos, ya que el color del agua que se captó en la probeta presentaba una apariencia transparente.  
El suelo adyacente al textil se encontraba menos húmedo que el material que estaba en las caras confinadas por el cristal.
- 4.- El uso de geotextiles se recomienda en suelos blandos y poco permeables, como son:  
Arcillosos, de alta plasticidad.  
Arcillosos, de baja plasticidad.

Limos, de plasticidad media.  
Gravas arcillosas, plásticas.  
Arenas arcillosas, plásticas.  
Arcillas orgánicas, plásticas.

En cuanto la factibilidad de uso de un subdrén con geotextil, respecto a un subdrén tradicional, es la siguiente:

- a) Se eliminan las actividades de localización y explotación del banco de material de filtro.
- b) Como el material de filtro debe tener determinada granulometría, el proceso de trituración y cribado consecuentemente no se llevan a cabo.
- c) El acarreo del material a kilómetros subsecuentes, tomando como referencia el análisis a costo directo realizado en el capítulo anterior, resulta más económico el subdrén con geotextil.
- d) El procedimiento de colocación de filtro es más fácil en el subdrén con geotextil porque ya realizada la excavación y afine de fondo y paredes de la zanja, se tiende la tela y sobre ésta el tubo de plástico perforado o ranurado.
- e) En el análisis comparativo de costos directos de subdrén, se tiene que es un 25% más factible utilizar un subdrén con tela sintética.

BIBLIOGRAFIA

Empleo de Geotextiles en la Construcción de Vías Terrestres.  
Séptima Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres.  
Querétaro, Querétaro.  
Mayo de 1986.

Alternativas de Solución empleando Geotextiles, Georedes,  
Geomembranas y Geodrenes.  
Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, A.C.  
Marzo de 1984.

Tesis la Aplicación de los Geotextiles en la Ingeniería Civil.  
Gerardo Ruíz Ruíz  
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón 1987.

Revista Construcción Panamericana.  
Edición Continental  
Volumen XV No. 4  
Febrero de 1988  
Sección Especial: Geotextiles  
P.p. 11

Giroud, J.P.  
Filter Criteria for Geotextiles  
Second International Conference on Geotextiles.  
Las Vegas, U.S.A.

Cancelli, A.  
Performance of Geotextiles in Stabilization of Clay Slopes in  
Italy.  
Second International Conference on Geotextiles.  
Las Vegas, U.S.A.

Mecánica de Suelos Tomo III

Eulalio Juárez Badillo

Alfonso Rico Rodríguez

Editorial Limusa

Primera Edición.

Tesis: "Requerimientos para Material de Filtro en Subdrenes de Carreteras".

José Luis Márquez Rentería.

Universidad Iberoamericana.

Manual de Ensayes de Suelos.

Publicado por SRH,

Quinta Edición

Octubre de 1970.

Estructuración de Vías Terrestres.

Fernando Olivera Bustamante

Editorial CECOSA

Primera Edición.

Ingeniería de Cimentaciones

Ralph E. Peck

Walter E. Hanson

Thomas H. Thornburn

Editorial Limusa

Segunda Edición

Mecánica de Suelos Tomo I

Juárez Badillo, Rico Rodríguez

Editorial Limusa

Tercera Edición.

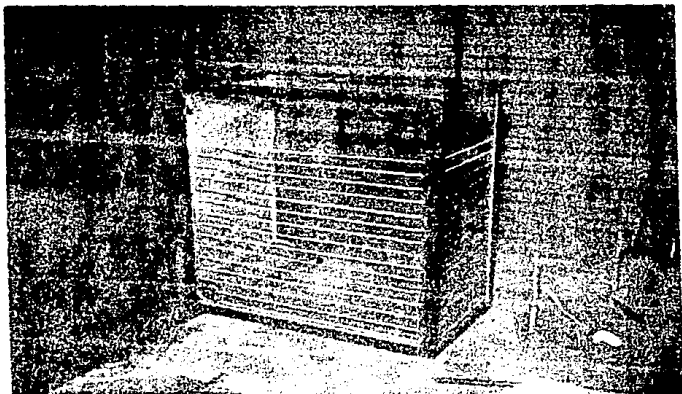


Foto 4.5.3. Colocación de tubo de plástico y geotextil.

Posteriormente, se colocó el suelo (mezcla de arcilla - con arena) a una cierta altura; ésta resultado del cálculo que se desarrollo para reproducir el peso volumétrico húmedo al - 90% de compactación en el modelo.

Al momento de suministrarse la carga hidráulica la parte del geotextil que quedaba libre, ya que sólo se consideró - una determinada altura para colocar el suelo, se cubrió con - una pantalla de vidrio sellada con una resina para evitar que el agua se pusiera en contacto con la tela y como consecuencia obtener lecturas erróneas.

Mecánica de Suelos Tomo III  
Eulalio Juárez Badillo  
Alfonso Rico Rodríguez  
Editorial Limusa  
Primera Edición.

Tesis: "Requerimientos para Material de Filtro en Subdrenes de Carreteras".  
José Luis Márquez Rentería.  
Universidad Iberoamericana.

Manual de Ensayes de Suelos.  
Publicado por SRH,  
Quinta Edición  
Octubre de 1970.

Estructuración de Vías Terrestres.  
Fernando Olivera Bustamante  
Editorial CECSA  
Primera Edición.

Ingeniería de Cimentaciones  
Ralph B. Peck  
Walter E. Hanson  
Thomas H. Thornburn  
Editorial Limusa  
Segunda Edición

Mecánica de Suelos Tomo I  
Juárez Badillo, Rico Rodríguez  
Editorial Limusa  
Tercera Edición.



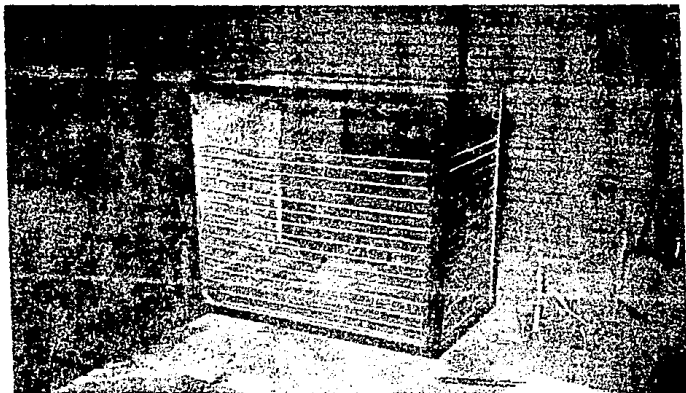


Foto 4.5.3. Colocación de tubo de plástico y geotextil.

Posteriormente, se colocó el suelo (mezcla de arcilla - con arena) a una cierta altura; ésta resultado del cálculo que se desarrollo para reproducir el peso volumétrico húmedo al - 90% de compactación en el modelo.

Al momento de suministrarse la carga hidráulica la parte del geotextil que quedaba libre, ya que sólo se consideró - una determinada altura para colocar el suelo, se cubrió con - una pantalla de vidrio sellada con una resina para evitar que el agua se pusiera en contacto con la tela y como consecuencia obtener lecturas erróneas.

La pantalla de vidrio se colocó por lo regular antes de que se compactaran la penúltima y última capas, se llevo a cabo de esta forma con el fin de que el agua drenada fuera por medio del suelo y no del contacto directo del agua con el geotextil, foto No. 4.5.4.

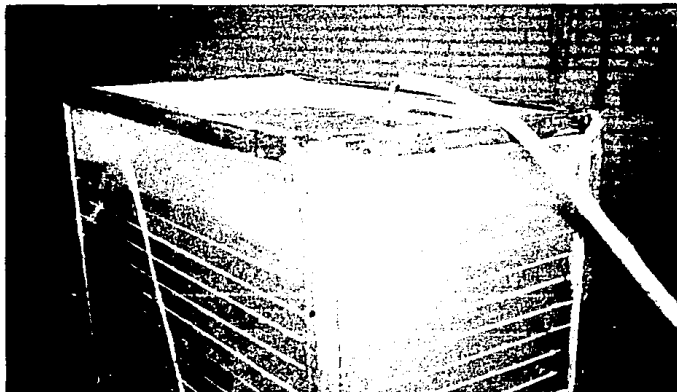


Foto 4.5.4. Colocación de Pantalla para evitar el contacto geotextil agua.

#### 4.6. REPRODUCCION DE LA COMPACTACION.

Se preparó el volumen de la mezcla de material que se utilizaría en el recipiente. La mezcla del material se efectuó

por medio de paleo agregando un cierto volumen de agua, este - volumen de agua es resultado de considerar el contenido de agua del suelo tanto húmedo como seco.

Durante la preparación de la mezcla de suelo se tuvo - cuidado de que no se formaran "grumos" que dificultaran la actividad realizada y las que posteriormente se llevarían a cabo.

La colocación y compactación del suelo en el recipiente fue por capas las que se determinaron elaborando la siguiente tabla:

Consideraciones de cálculo.

Diámetro del tubo de plástico (D) = 0.05 m

Ancho del recipiente (a) = 0.275 m

Largo del recipiente (l) = 0.475 m

$$\text{Area de tubo } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi(0.05)^2}{4}$$

$$A = 0.00196 \text{ m}^2$$

Volúmen que ocupa el tubo de plástico.

$$V = Aa$$

$$V = (0.00196) (0.275)$$

$$V = 0.00054 \text{ m}^3$$

ESTA TUBO NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Volumen de suelo para una capa de 0.05 m.

$$V = (0.275) (0.475) (0.05)$$

$$V = 0.0065 \text{ m}^3$$

Volumen efectivo de suelo que se tendrá en el recipiente tomando en cuenta el volumen que ocupa el tubo de plástico, para una capa de 0.05 m de espesor.

$$V = 0.0065 - 0.00054$$

$$V = 0.00596 \text{ m}^3$$

Este volumen es resultado de restar el volumen del tubo que ocupa en la primera capa inferior de 0.05 m de espesor. - El peso del material para la primera capa inferior de 0.00596 m<sup>3</sup> de volumen, es igual a:

$$PVSM_{90} = \frac{Wm}{V}$$

$$Wm = (PVSM_{90}) (V)$$

$$Wm = (1359) (0.00596) \cdot$$

$$Wm = 8.099 \text{ kg}$$

El peso de material para la segunda capa y subsecuentes de 0.0065 m<sup>3</sup> de volumen, es igual a:

$$Wm = (1359) (0.0065)$$

$$Wm = 8.834 \text{ kg}$$

No. Capas	Espesor de mat. (m).	Peso mat. seco (kg)	Volumen de mat. (m <sup>3</sup> )	Peso mat. húmedo (kg)
1	0.05	8.099	0.00596	10.32
2	0.05	8.834	0.0065	11.26
3	0.05	8.834	0.0065	11.26
4	0.05	8.834	0.0065	11.26
5	0.05	8.834	0.0065	11.26
6	0.05	8.834	0.0065	11.26
7	0.05	8.834	0.0065	11.26
Total	0.35	61.103	0.04496	77.88

Tabla No. 4.6.1. Número de capas, determinado en función del volumen y peso del material húmedo.

Con los valores de peso de material seco y de volumen de material, calculados en la Tabla No. 4.6.1. se comprueba el peso volumétrico seco máximo seco al 90% de compactación, como sigue:

$$PVSM_{90} = \frac{Wm}{V}$$

Sustituyendo valores en la ecuación, tenemos que

$$PVSM_{90} = \frac{61.103}{0.04496}$$

$$PVSM_{90} = 1359.05 \frac{kg}{m^3}$$

Pero, como en el modelo se tenía un tirante de agua y un suelo saturado se procedió a calcular el peso volumétrico húme-

do, partiendo de que:

$$PVH = \frac{Wmh}{Vm}$$

Donde:

$$Wmh = 77.88 \text{ kg (de la Tabla No. 4.6.1.)}$$

$$Vm = 0.04496 \text{ m}^3$$

$$PVH = \frac{77.88}{0.04496}$$

$$PVH = 1732.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Determinadas el número de capas y comprobado el peso volumétrico seco máximo, se procedió a marcar en dos de las caras como se muestra en Foto No. 4.6.2., el espesor de cada una de ellas. Se peso el material húmedo de la primera capa, el que se vació en el recipiente y se acomodó de tal manera que al momento de realizar la compactación se tuviera una superficie uniforme.

La energía de compactación se reprodujo en el modelo - utilizando como equipo un pistón con las mismas características, al que se empleo en la prueba de compactación y una placa de acero, la placa de acero con el fin de tener una mayor área de influencia para cada uno de los impactos.

La compactación en el recipiente se realizó cuidando de no provocar rupturas en las caras del mismo y de no mover de su

posición inicial la tela de geotextil. El proceso de colocación de material se repitió en las capas sucesivas hasta alcanzar la altura deseada de prueba y determinada con el cálculo de espesores por capas.

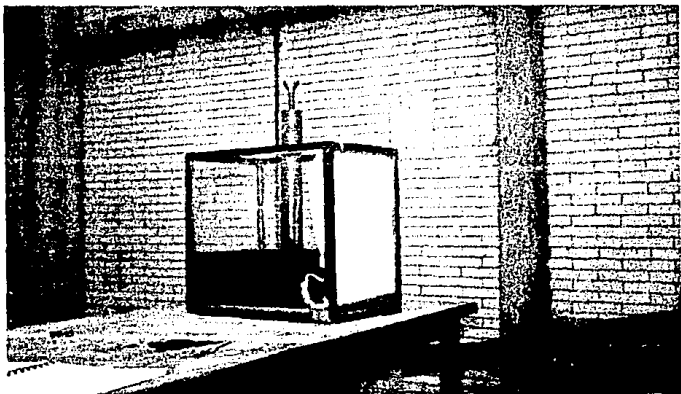


Foto No. 4.6.2. Proceso de colocación de capas en modelo de investigación.

## V. OBTENCION DE RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVO

### 5.1. INTRODUCCION.

De las propiedades de los geotextiles; físicas, mecánicas e hidráulicas, la permeabilidad es cuestión de estudio en el presente trabajo; para determinar esta propiedad en el modo de prueba, se realizaron ensayos en cuatro diferentes tipos de telas sintéticas no tejidas: Pavitex 200, Pavitex 200-A, - Pavitex 350 y Typar.

La forma de aplicación y trabajo, como propiedades relativas de cada geotextil se describen más adelante en éste mismo capítulo.

Las pruebas para conocer la descarga de agua y los tiempos en que se tomaron estas lecturas, se efectuaron en el modelo rectangular, en el interior del recipiente interactuan el material (mezcla de arcilla con arena), el geotextil y el tirante constante de agua.

Las lecturas de volúmen de descarga se efectuaron cuando se tenía un flujo estable, lo que sucedía después de dejar saturar el material durante 24 horas, aproximadamente.



## 5.2. DESARROLLO DE PRUEBA.

En el interior del recipiente se colocó la tela sintética en una de las caras de 50 x 30 cm; previamente se cortó la tela del tamaño requerido y se envolvió alrededor del tubo perforado de plástico.

Se procedió a preparar la mezcla de material (suelo, arcillo-arenoso), después se acomodó éste por capas de un espesor específico que previamente se determinó por medio de un cálculo que involucró el peso húmedo del material y el volúmen que ocupa éste.

El cálculo de los espesores, se restringió al Peso Volumétrico Húmedo con el que se trabajó en el modelo.

La compactación del material se realizó en base a los valores de Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) igual a 1 510 kg/m<sup>3</sup> y el contenido de agua óptimo ( $W_o$ ) de 22.5%.

Como se trabajó con una compactación del 90% en la parte húmeda, los valores anteriores quedaron, Peso Volumétrico Húmedo 1732 kg/m<sup>3</sup> y un contenido de agua (W) de 27.5%.

La energía de compactación se reprodujo en forma dinámica, por medio de impactos de un pistón de 2.5 kg de peso y una placa cuadrada de acero de 20 x 20 cm de superficie, la que te

na como función distribuir los golpes del pisón en una mayor área.

A cada una de las capas se le aplicó un promedio de 550 impactos, distribuidos en toda la superficie del suelo contenido en el recipiente, hasta alcanzar el espesor deseado y por consecuencia la compactación de la que se partió en los cálculos preliminares.

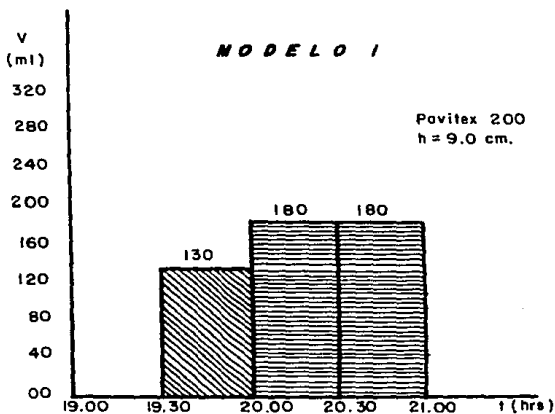
Este procedimiento se repitió hasta alcanzar la altura deseada en el modelo, que fue de 35 cm. Posteriormente, se colocó el tirante de agua que se conservaba constante por medio de un sistema de suministro y descarga de excedentes de agua; el tirante de agua en el modelo No. 1 (Pavitex 200) fue de 9.0 cm, en el modelo No. 2 (Typar) de 10.5 cm, en el modelo No. 3 (Pavitex 200-A) de 10.5, en el modelo No. 4 (Pavitex 350, malla y mica) de 9.5 cm y en el modelo No. 5 (Pavitex 350) de 10.5 cm.

Ya colocado el tirante de agua se esperó un tiempo determinado aproximadamente de 24 horas, para que el suelo contenido en el recipiente se saturara, y así, poder iniciar las lecturas de volumen de agua en la descarga y se realizaban tres o cuatro, en intervalos de 30 minutos.

Con los datos obtenidos en cada una de las pruebas se dibujó una gráfica con el tiempo en el eje "x" y el volumen de agua en el eje "y".

## 5.3. OBTENCION DE RESULTADOS.

Al primer modelo que se ensayó se le colocó el geotextil denominado, Pavitex 200 que se caracteriza por ser una tela sintética no tejida de poliéster, no afelpada y sin refuerzo; tiene costuras de hilo poliéster paralelas a lo largo de la tela; el espesor de la tela es de 1.7 mm. Se colocó un tirante de agua de 9.00 cm con las lecturas volumen de agua y tiempo, se dibujó la siguiente gráfica:



Para el segundo modelo se utilizó como material de filtro el geotextil denominado Typar, que es una lámina filtrante, no tejida muy resistente y tenaz, fabricada 100% de polipropileno, con filamentos continuos, orientados en los sentidos longitudinal y transversal de la hoja y unidos térmicamente en los puntos de cruce.

En la Ingeniería Civil tiene aplicaciones como soporte de caminos, estabilizador de suelos y tejido filtrante. Dentro de sus propiedades varias destacan:

Su resistencia al moho y a los insectos, no disminuye - ni aumenta su longitud, ni se deshila y es muy resistente a la perforación y al rasgado.

De sus propiedades físicas de acuerdo a la normativa fijada por la Sociedad Americana para Ensayes de Materiales (A.S.T.M.), se tiene que:

El peso de la membrana es de  $134 \text{ gr/m}^2$  y se determina con la prueba A.S.T.M. D-1910.

El espesor, se determina en base a la prueba A.S.T.M. D-1777, es de 0.40 mm.

De sus propiedades mecánicas, tenemos:

La resistencia a la ruptura es de 59 kg, ASTM D-1682.

Estiramiento hasta la falla del 62%, ASTM D-1682.

Rotura trapezoidal de 32 kg, ASTM D-2263

Falla de Mullen de 12 kg/cm<sup>2</sup>, ASTM D-774.

El uso del geotextil como filtro es recomendable en una gran variedad de suelos con menor permeabilidad que la de la membranz, estos suelos son:

Las arcillas, de alta plasticidad.

Arcillas, de baja plasticidad.

Limos, de plasticidad media.

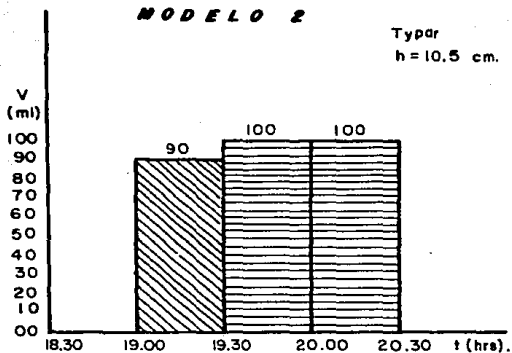
Gravas arcillosas, plásticas.

Arenas arcillosas,plásticas.

Arcillas orgánicas, plásticas, y

Turbas.

Con las lecturas de volúmen de agua y tiempo que se obtu vieron durante la prueba se realizó la siguiente gráfica:



El tirante de agua promedio en esta prueba fue de 10.5 cm.

En el tercer modelo, se colocó la tela sintética denominada Pavitex 200-A, que tiene las siguientes propiedades típicas:

Fibra	Poliéster	
Peso	178 gr/m <sup>2</sup>	ASTM D-1910
Espesor	0.75 mm	ASTM D-1777
Falla de Mullen	8.5 kg/cm <sup>2</sup>	ASTM D-774
Resistencia a la tracción	43 kg (a la ruptura)	ASTM D-1682
Elongación a la ruptura	23%	ASTM D-1682

Pavitex 200-A, es un geotextil desarrollado para trabajos de pavimentación, como elemento de refuerzo a la tensión y barrera al agua.

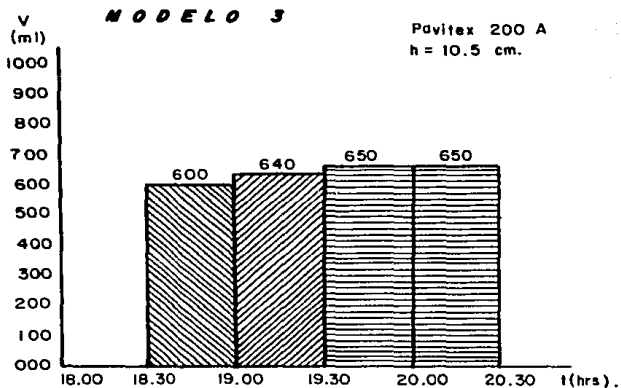
Retarda la reflexión de las grietas existentes en el pavimento fallado hacia la superficie de la sobrecarpeta.

Pavitex 200-A es un material tenaz, que se resiste a ser deformado al someterse a la tracción, desarrollando tensiones relativamente altas a bajos niveles de elongación, lo anterior significa que su eficiencia como refuerzo es consecuencia directa de su alto módulo elástico.

Su cara afelpada favorece la rápida penetración e incorporación del asfalto dentro de su estructura, formando una membrana impermeable que previene la penetración del agua pluvial hacia las capas inferiores del pavimento. Asimismo, el contacto de la felpa con el asfalto desarrolla una fricción muy alta, condición necesaria para anclar el geotextil dentro de la estructura.

La instalación de Pavitex 200-A se efectúa después de haber aplicado un riego de liga, consistente en cemento asfáltico, sobre la superficie de la carpeta fallada.

Al igual que en el modelo anterior, los valores del volumen de agua y tiempo se grafican, como sigue:



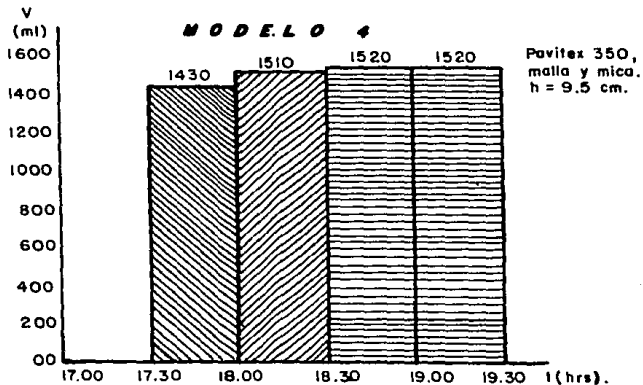
En el cuarto recipiente se colocó de filtro un sistema formado por: el geotextil denominado Pavitex 350, una malla de plástico y una pantalla de mica, esto se llevó a cabo para observar la variación en el comportamiento del drenaje, el que se incrementó según las lecturas realizadas de los volúmenes de agua.

El Pavitex 350 es una tela sintética, no tejida, fabricada con un proceso de punzonamiento; el cual consiste en que las fibras se entrelazan por medio de la acción de agujas, sus características generales son:



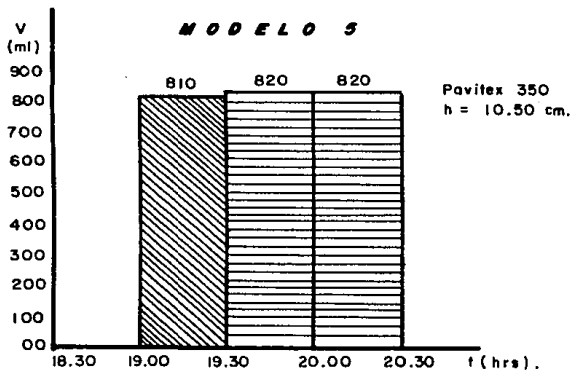
Tela	Poliester
Peso	350 gr/m <sup>2</sup>
Espesor	3 mm

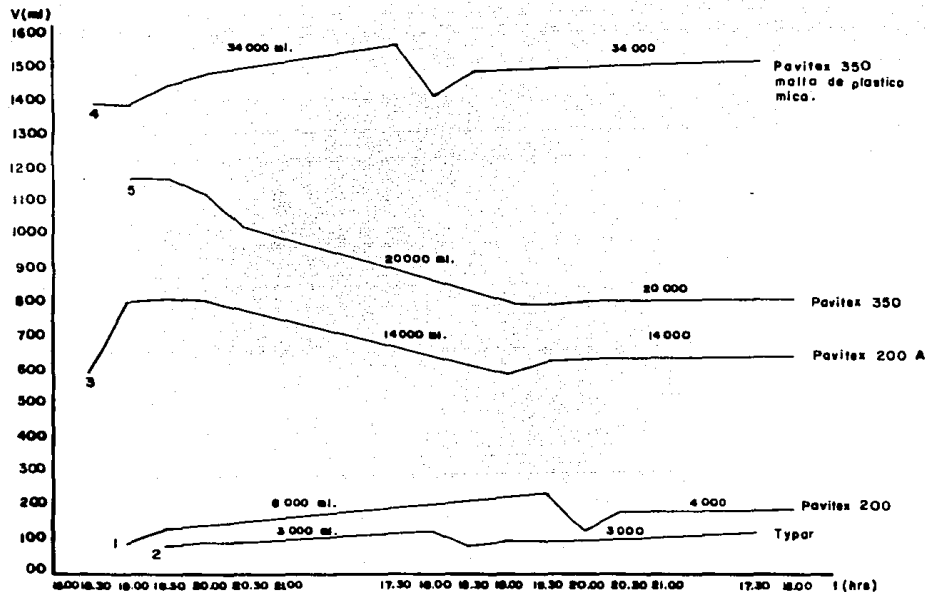
Para el desarrollo de la prueba se uso un tirante de -  
9.5 cm y los resultados se graficaron en la siguiente figura:



La quinta y última prueba se efectuó utilizando el geotextil, pavitex 350, éste modelo es una variante al ensaye - No. 4 (pavitex 350, malla y mica). El volumen de agua de descarga, en este caso, resultó menor al obtenido en el modelo - No. 4 lo que nos indica que la malla y la mica influyen en los resultados para determinar y seleccionar el sistema que tiene el mejor funcionamiento.

Con los datos de las lecturas de volumen de agua y tiempo se dibujó la siguiente gráfica:





GRAFICAS COMPARATIVAS DE VOLUMENES DE DESCARGA EN LOS DIFERENTES MODELOS.

En las gráficas anteriores se observa que, después de - cierto tiempo de haberse iniciado la prueba, sus trazas se - vuelven constantes ya que se comportan en forma asintótica, - lo que nos indica que el flujo no provocó el arrastre de material fino y consecuentemente, no se tuvieron taponamientos en las telas colocadas como filtros.

Además, se tiene que el sistema de mejor comportamiento hidráulico es el formado por el pavitex 350, malla de plástico, mica y mezcla de suelo.

#### 5.4. ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.

La determinación de la velocidad de descarga de agua en los cinco sistemas (geotextil-suelo), se realizó con los valores de volúmen de agua, tomando para el cálculo los que se - conservaron constantes durante el desarrollo de la prueba y - los tiempos que le correspondían a cada una de las lecturas - realizadas.

Al momento de realizar la prueba se hizo la consideración de que; el recipiente, la mezcla de material, el geotextil y el agua, trabajan en forma similar a un permeámetro de carga constante.

Para calcular el valor de "k", coeficiente de permeabilidad, se utilizó la siguiente ecuación:

$$k = \frac{VL}{hAt}$$

Donde:

V.- es el volumen de agua de descarga.

L.- es la longitud de la muestra en la dirección del flujo.

A.- es el área de la sección transversal de la muestra.

h.- es la carga hidráulica.

t.- es el tiempo.

Esta igualdad es empleada cuando la permeabilidad se determina por medio del método directo, del permeámetro de carga constante que es para materiales muy permeables como las arenas y gravas limpias. El coeficiente de permeabilidad de los cinco modelos, se calculó con los siguientes datos obtenidos en las pruebas realizadas en el modelo de investigación correspondiente.

Modelo No. 1 (Pavitex 200).

Datos:

$$V = 180 \text{ ml} = 180 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg.}$$

$$L = 33.43 \text{ cm}$$

$$h = 44 \text{ cm}$$

$$A = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.17 \times 30$$

$$A = 5.1 \text{ cm}^2$$

Con la ecuación:

$$K = \frac{VL}{hAt}$$

Se calcula el coeficiente de permeabilidad sustituyendo valores en ésta, se tiene que:

$$k = \frac{180 \times 33.43}{44 \times 5.1 \times 1800}$$

$$k = 0.014 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} \text{ ó } 1.4 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

El coeficiente de permeabilidad, para el modelo No. 2 - (Týpar), se determinó como sigue:

Datos:

$$V = 100 \text{ ml} = 100 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg}$$

$$L = 33.43 \text{ cm}$$

$$h = 45.5 \text{ cm}$$

$$A = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\Lambda = 0.04 \times 30$$

$$\Lambda = 1.2 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación de permeabilidad, tenemos que:

$$k = \frac{100 \times 33.43}{45.5 \times 1.2 \times 1800}$$

$$k = 0.034 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} \text{ ó } 3.4 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

La permeabilidad en el tercer modelo (Pavitex 200-A) -  
se obtuvo con los siguientes datos:

Datos:

$$V = 650 \text{ ml} = 650 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg}$$

$$L = 33.43 \text{ cm}$$

$$h = 45.5 \text{ cm}$$

$$A = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.075 \times 30$$

$$A = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{650 \times 33.43}{45.5 \times 2.25 \times 1800}$$

$$k = 0.12 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} \quad 6.12 \times 10^{-1} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

En el cuarto modelo (Pavitex 350), la permeabilidad  
fue la siguiente:

Datos:

$$V = 1520 \text{ ml} = 1520 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg}$$

$$L = 33.43 \text{ cm}$$

$$h = 44.5 \text{ cm}$$

$$A = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A = 30 \times 0.30$$

$$A = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{1520 \times 33.43}{44.5 \times 9.0 \times 1800}$$

$$k = 0.070 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} \quad 6 \quad 7 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

En el quinto modelo la permeabilidad se obtiene con los siguientes datos:

$$V = 820 \text{ ml} = 820 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ seg}$$

$$L = 33.43 \text{ cm}$$

$$h = 45.5 \text{ cm}$$

$$A = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A = .30 \times 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{820 \times 33.43}{45.5 \times 9 \times 1800}$$

$$k = 0.037 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 3.7 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

El análisis comparativo se estableció, entre los valores de los coeficientes de permeabilidad que se obtuvieron para cada uno de los sistemas geotextil-suelo y se referenciaron con los datos de la tabla No. 5.4.2. denominada coeficiente de permeabilidad de los diferentes suelos, publicada en "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes" por Casagrande y Fadum (1940), que contiene valores del coeficiente de permeabilidad, clasificación de drenaje, tipo de suelo y el método por medio del que se puede determinar la permeabilidad del material, ya



sea por cualquiera de los procedimientos directos o indirectos.

Los coeficientes de permeabilidad, en los geotextiles, - variación de  $10^{-1}$  a  $10^{-2} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  que corresponde a la permeabilidad, en esa tabla a un suelo clasificado como una arena limpia o una mezcla de grava, en la que el drenaje es bueno, por lo - que se concluye que los modelos probados en cuanto a la permeabilidad estan dentro de la normativa para filtros convencionales. Tabla No. 5.4.1.

Sistema (Geotextil-suelo)	Permeabilidad cm/seg	Drenaje
Pavitex 200 .	$1.4. \times 10^{-2}$	Bueno
Typar	$3.4 \times 10^{-2}$	Bueno
Pavitex 200-A	$1.2 \times 10^{-1}$	Bueno
Pavitex 350, ma lla y mica.	$7 \times 10^{-2}$	Bueno
Pavitex 350	$3.7 \times 10^{-2}$	Bueno

Tabla 5.4.1. Permeabilidades obtenidas en los modelos estudiados.

Tabla No. 5.4.2. Coeficiente de permeabilidad de los diferentes suelos.

k (cm/seg)	Drenaje	Tipo de suelo	Determinación de k			
$10^{-2}$	Bueno	Gravas limpias	Pruebas de bombeo. Realizables si se hacen correctamente.	El permeámetro de carga constante es seguro.	Seguro	Cálculo empleando el tamaño del grano.
$10^{-1}$	Bueno	Gravas limpias				
1.0	Bueno	Arenas limpias				
$10^{-1}$	Bueno	Arenas limpias				
$10^{-2}$	Bueno	Arenas limpias y mezclas de				
$10^{-3}$	Bueno	grava.				
$10^{-4}$	Bueno	Arenas muy finas	Pruebas de bombeo. Realizables si se hacen correctamente.	El permeámetro de carga constante es seguro.	Seguro	Cálculo empleando el tamaño del grano.
$10^{-5}$	Malo	Limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena limo y arcilla, morrena glacial, depósitos de arcilla estratificada.				
$10^{-6}$	Malo	Limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena limo y arcilla, morrena glacial, depósitos de arcilla estratificada.	Pruebas de bombeo. Realizables si se hacen correctamente.	El permeámetro de carga constante es seguro.	Seguro	Cálculo empleando el tamaño del grano.
$10^{-7}$	Prácticamente impermeable.	Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas abajo de la zona meteorizada.				
$10^{-8}$ $10^{-9}$	Prácticamente impermeable.	Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas abajo de la zona meteorizada.				

Fuente: Casagrande y Fadum (1940)

## VI. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS

En este capítulo haremos mención primeramente del proceso constructivo utilizado por cada uno de los subdrénes y posteriormente haremos los análisis de precios unitarios necesarios para obtener el precio de 100 metros de subdrén longitudinal de zanja en ambas modalidades, y poder así llegar a la comparativa de costos que necesitamos, esto con el fin de decidir cual es el mas factible en cuanto a costo.

### 6.1. ANALISIS DE UN SUBDREN TRADICIONAL.

#### 6.1.1. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo de un subdrén longitudinal de zanja tradicional con filtro granular utilizando en la mayor parte de las carreteras construidas en nuestro país es generalmente el siguiente:

Después de haber construido el camino en sí o sea el cuerpo del terraplen, la base y la carpeta, se hacen las obras auxiliares, como es el subdrén, para éste lo primero es hacer la excavación por medios mecánicos (con una retroexcavadora, cuyo cucharón mide 60 cm de ancho que es el ancho de la cepa que necesitamos). Se hace la excavación mecánica por considerarse más económica y rápida que realizandola manualmente puesto que

la profundidad a la que se trabaja (1.50 a 4.00 m) sería muy riesgoso realizarlo manualmente, además de ser necesario un tiempo mayor para esta actividad.

Una vez realizada la excavación se afina el fondo de ésta para tener un piso uniforme y así poder tender el tubo de concreto con mayor facilidad.

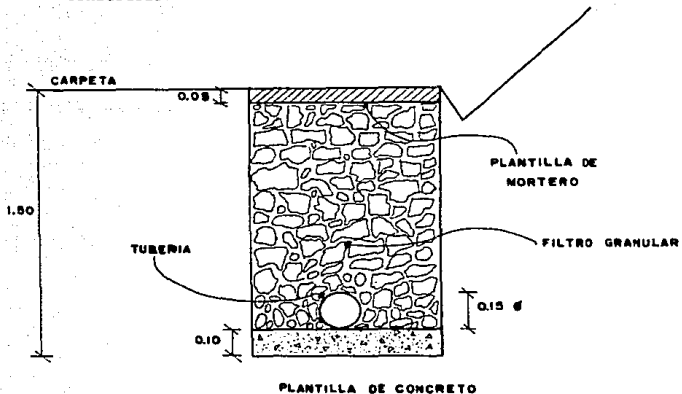
Después de afinar el fondo de la excavación se tiende una plantilla de concreto pobre,  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , de 10 cm de espesor, que es la que va a recibir directamente el tubo perforado en su parte inferior que es tendido sin juntar.

Después de la tubería perforada viene el filtro de grava tamaño máximo 2" de diámetro, colocada a volteo y extendida manualmente por peones.

Sobre el filtro y a fin de protegerlo se pone una plantilla de mortero de aproximadamente 5 cm de espesor llegando a la altura de la carpeta.

Paralelamente a estos trabajos se deberá acarrear el material producto de excavación a un lugar de tiro previamente establecido.

A continuación se presenta la sección de el subdrén ya construido.



#### 6.1.2. ANALISIS DE COSTO.

Este análisis se obtiene al encontrar el precio para - 100 metros de subdrén que comprende el precio unitario de cada uno de los trabajos que fueron mencionados en el proceso constructivo anterior, y el análisis del concepto a costo directo es el siguiente:

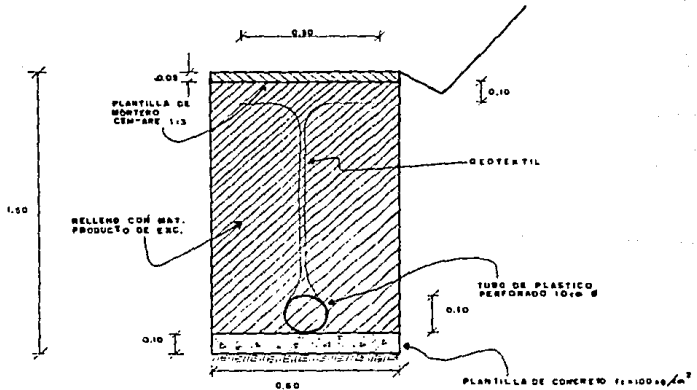
CONCEPTO	UNI- DAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Excavación mecánica en cepas material tipo II de 0.00 a 2.00 m de - profundidad.	m <sup>3</sup>	90.00	3,388.80	304,992.00
Afine a mano de fondo de excavación efectua- da por medios mecánicos.	m <sup>2</sup>	60.00	563.09	33,785.40
Plantilla de concreto h.O. f'c = 100 kg/cm <sup>2</sup> , T.M.A. = 38 mm	m <sup>2</sup>	60.00	7,388.92	443,335.20
Tubería de concreto - simple de 15 cm ø per- forada en la parte in- ferior.	m	100.00	4,601.99	460,199.00
Filtro granular con - grava de tamaño máximo de 2".	m <sup>3</sup>	79.23	16,525.33	842,791.83
Plantilla de mortero - cm-are, 1:3, 5cm de espesor.	m <sup>2</sup>	60.00	80,251.89	4'815,113.40
Carga mecánica y aca- rreo en camión al 1er. km de material produc- to de excavación.	m <sup>3</sup>	90.00	2,107.68	189,691.20
Acarreo en camión a <u>ki</u> lómetros subsecuentes al primero (20 kms)	m <sup>3</sup>	1,800.00	669.21	1'204,578.00
Acarreo en camión de grava (50 km)	m <sup>3</sup>	3,961.50	669.21	2'651,075.42
T o t a l				10'945,561.45

Para la obtención de estos precios se utilizó el cálculo del factor de salario real (F.S.R.) y los salarios vigentes al mes de julio de 1988 de la zona económica "A", fijados por la Comisión Nacional de Salarios Mínimos (Anexo 1) y las tarjetas de precios unitarios del Anexo 2.

## 6.2. ANALISIS DE UN SUBDRÉN CON GEOTEXTIL.

### 6.2.1. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo de un subdrén longitudinal de zanja utilizando geotextil (Pavitex 350) como filtro es similar al de un subdrén con filtro granular pero la variante es en cuanto a la colocación del mismo quedando como sigue:



Así como en el caso anterior, se hace la excavación de la zanja por medios mecánicos (con retroexcavadora de cucharón de 60 cm de ancho) para después afinar el fondo de la misma - por medios manuales.

Una vez afinado el fondo de la excavación se tiende - una plantilla de concreto pobre de 10 cm de espesor para alo-- jar la tubería de plástico envuelta en geotextil, ésta tubería tiene un diámetro de 10 cm.

El geotextil se envuelve alrededor del tubo y se ex-- tiende hacia arriba hasta 10 cm de la plantilla de cubierta de la parte superior de la excavación y dejándole 15 cm de traslape en cada lado.

Después de ésto se rellena la zanja con el mismo mate-- rial producto de excavación compactandolo con pisón de mano - (a rebote de pisón), llegando a la altura de la cuneta con una plantilla de mortero cem-arena 1:3 de 0.05 m de espesor.

#### 6.2.2. ANALISIS DE COSTO.

Para poder comparar con el precio de un subdrén conven cional, en éste caso también haremos el análisis de costo di-- recto de 100 m de subdrén siguiente:



CONCEPTO	UNI- DAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Excavación mecánica en cepas material tipo II de 0.00 a 2.00 m de profundidad.	m <sup>3</sup>	90.00	3,388.80	304,992.00
Afine a mano de fondo de excavación efectuada por medios mecánicos.	m <sup>2</sup>	60.00	563.09	33,785.40
Plantilla de concreto f'c = 100 kg/cm <sup>2</sup> R.N. 10 cm espesor.	m <sup>2</sup>	60.00	7,388.92	443,335.20
Tubería de plástico de PVC de 10 cm ø.	m	100.00	8,390.76	839,076.00
Geotextil "Pavitex 350" para filtro.	m <sup>2</sup>	291.00	4,362.29	1'269,426.39
Flete a 50 km de geotextil y tubería	Lote*	1.00	80,000.00	80,000.00
Relleno con material producto de la excavación compactado con pisón de mano (a rebote de pisón)	m <sup>3</sup>	80.21	4,611.93	369,922.91
Plantilla de mortero cemento are 1:3 de 0.05 m de espesor.	m <sup>2</sup>	60.00	80,251.89	4'815,113.40
Carga mecánica y acarreo en camión al 1er. km de material producto de la excavación.	m <sup>3</sup>	9.79	2,107.68	20,634.19
Acarreo en camión a kms subsecuentes de material producto de la excavación. (20 kms).	m <sup>3</sup>	195.71	669.21	130,971.09
T o t a l				8'361,256.58

\* Nota: El precio del flete a 50 km se considera por lote ya que incluye 100 m de tubo de PVC y 291 m<sup>2</sup> de Geotextil, puesto que no nos van a cobrar el flete por m<sup>2</sup> de geotextil sino por toda la cantidad.

Nuevamente para este análisis de costo se utilizó el - cálculo del Factor de Salario Real del Anexo 1 y las tarjetas de precios unitarios del Anexo 2.

Al hacer la comparación del precio en dren convencio--nal contra el dren con geotextil como filtro, se nota que éste es de menor costo y como ya se dijo anteriormente funcionalmente ambos son iguales por lo tanto concluimos que es más econó--mico el dren con geotextil.

Costo directo de Subdrén Tradicional.

\$ 109,455.61 /m

Costo directo de Subdrén con Geotextil.

\$ 83,612.56 /m

Comparando los anteriores costos obtenemos que el del - subdrén con geotextil representa el 76.38% del costo del sub---drén convencional.

## Anexo 1.

## Cálculo del Factor de Salario Real. (F.S.R.)

## A) Por la Ley Federal del Trabajo.

- 1.- Días de descanso obligatorio = 65.17 días.
- 2.- Días de costumbre (instaurados por el trabajador)  
= 7.5 días.
- 3.- Días no laborables por:
  - 3.1. Condiciones climatológicas = 10 días.
  - 3.2. Enfermedades. =  $\frac{3 \text{ días.}}{13 \text{ días.}}$
- 4.- Días percibidos no laborados.
  - 4.1. Prima vacacional  $0.25 \times 6 \text{ días} = 1.50 \text{ días.}$
  - 4.2. Aguinaldo. =  $\frac{15.0 \text{ días.}}{16.50 \text{ días.}}$
- 5.- Días calendario anual = 365 días.
- 6.- Total de días laborables al año =  $A_5 - (A_1 + A_2 + A_3)$   
=  $365 - (65.17 + 7.5 + 13)$   
= 279.33 días.
- 7.- Total de días percibidos anual =  $5 + 4$   
=  $365 + 16.50$   
= 381.50
- 8.- Coeficiente por incremento al salario base por la -  
Ley Federal del Trabajo:  
=  $\frac{A_7}{A_6} = \frac{381.50}{279.33} - 1 = 1.3658 - 1 = \underline{36.58\%}$

## B) Cuotas del I.M.S.S.

- 1.- Para salario mínimo = 19.6875%
- 2.- Para salario mayor al mínimo = 15.9375%
- 3.- Días que se pagan al IMSS = 381.51 días
- 4.- Días laborables por año = 279.33 días
- 5.- Coeficiente de incremento al salario por cuota al IMSS

$$= \frac{B3}{B4} = \frac{381.50}{279.33} = 1.3658$$

$$5.1. \text{ Para salario mínimo} = 19.6875 \times 1.3658 = \underline{26.82\%}$$

$$5.2. \text{ Para salario mayor al mínimo} = 15.9375 \times 1.3658 = \underline{21.77\%}$$

## C) Impuesto sobre Remuneraciones Pagadas.

- 1.- Para educación 1%
- 2.- Para guarderías  $\frac{1\%}{2\%}$
- 3.- Días pagados por impuestos sobre remuneraciones pagadas anual =  $381.5 \times 0.02 = 7.63$  días.
- 4.- Coeficiente de incremento al salario base por impuestos sobre remuneraciones pagadas:

$$\frac{7.63}{279.33} = 0.0273 = \underline{2.73\%}$$

R E S U M E N

SALARIO BASE	SALARIO MINIMO 1. 0000	SALARIO MAYOR AL MINIMO 1. 0000
A.- Incremento por la L.F.T.	0.3658	0.3658
B.- Incremento por el IMSS	0.2689	0.2177
C.- Incremento sobre remuneraciones pagadas.	0.0273	0.0273
F.S.R.	1.6620	1.6108

TABULADOR DE SUELDOS

CATEGORIA	TABULADOR SALARIO BASE	F.S.R.	SALARIO REAL
Peón	8000.00	1,6620	13296.00
Albañil	11680.00	1.6108	18814.14
Tubero	12848.00	1,6108	20695.56
OP. Camión	11955.00	1.6108	19257.11
OP. Retroexcavadora.	14288.00	1.6108	23015.11

**A N E X O 2**  
**TARJETAS DE PRECIOS UNITARIOS**

FORMA PARA EL CALCULO DE RENTA EQUIPO MAYOR, MENOR Y VHL

113.

OBRA: _____	Maquina: <u>Retroexcavadora Yumbo</u> Modelo: <u>3964</u> Datos Adic: _____	Hoja No. _____ Calculo: _____ Reviso: _____ Fecha: _____
<b>DATOS GENERALES.</b> Precio adquisición: \$ <u>262'213,000.00</u> Equipo adicional: _____ Valor inicial (Vi): \$ <u>262'213,000.00</u> Valor residual (Vr): <u>20</u> % = \$ <u>52'442,600.00</u> Tasa de interés (i): <u>40</u> % Prima de seguros (s): <u>1.8</u> %		
Fecha cotización: _____ año Vida económica (Ve): <u>5</u> años Horas por año (Ha): <u>2000</u> hr/año Motor: <u>Diesel</u> de <u>103</u> HR Factor operación: _____ H Rep. Potencia operación: _____ Coeficiente almacenamiento (K): _____ Factor mantenimiento (Q): <u>60</u>		
<b>I. CARGOS FIJOS.</b> a) Depreciación: $D = \frac{V_i - V_r}{V_e} = \frac{262'213,000.00 - 52'442,600.00}{5} = 20,977.04$ b) Inversión: $I = \frac{V_i - V_r}{2 Ha} = \frac{262'213,000.00 + 52'442,600.00 \times 0.40}{2(2000)} = 31,465.56$ c) Seguros: $S = \frac{V_i + V_r}{2 Ha} = \frac{262'213,000.00 + 52'442,600.00 \times 0.018}{2(2000)} = 1,415.95$ d) Almacenaje: A = KD = _____ e) Mantenimiento: M = QD = <u>20,977.04 x 0.60 = 12,586.20</u> <p style="text-align: right;"><b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b> \$ <u>66,444.75</u></p>		
<b>II. CONSUMOS.</b> a) Combustible: E = e P <sub>c</sub> Diesel: E = 0.20 x <u>103</u> HR op. x \$ <u>386.96</u> /lt. = \$ <u>7,971.38</u> Gasolina: E = 0.24 x _____ HR op. x \$ _____ /lt. = _____ b) Otras fuentes de energía: _____ = _____ c) Lubricantes: L = a P <sub>e</sub> Capacidad cartón: C = _____ litros Cambios aceites: f = _____ horas a = C/f = $\frac{6.0035}{0.0030} = 103$ HR op = <u>0.36</u> lt/hr. ∴ L = <u>0.36</u> lt/hr = <u>1693.36</u> /lt. = <u>610.46</u> d) Llamas: Ll = $\frac{Vll}{Hv}$ (valor llamas) Vida económica = Hv = _____ horas ∴ Ll = _____ <p style="text-align: right;"><b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b> \$ <u>8581.84</u></p>		
<b>III. OPERACION.</b> Salarios: \$ Operador: \$ <u>23015.11</u> Sol/turno-prom: \$ Horas/turno-prom: (H) H = 0 horas x $\frac{100}{B}$ (factor rendimiento) = <u>8</u> horas ∴ Operación = O = $\frac{23015.11}{8}$ = <u>2876.89</u> <p style="text-align: right;"><b>SUMA OPERACION POR HORA</b> \$ <u>2876.89</u></p>		
<p style="text-align: right;"><b>COSTOS DIRECTO HORA — MAQUINA (MID)</b> \$ <u>77903.48</u></p>		











**PRECIO UNITARIO** 118.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO	FECHA			
	Tubería de concreto simple de 0.15 m de diámetro para drenaje, ATOPE, incluye: materiales, equipo, M.O. preparaciones, maniobras y pruebas.	m		Julio-88			
CLAVE	DESCRIPCION	UNI	CANT	COSTO UNI	FO	F.I	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>							
	Tubo de C.S. 0.15 m diámetro	m	1.03	3270.00			3368.10
<b>SUMA DE MATERIALES:</b>							3368.10
<b>MANO DE OBRA</b>							
	Peón	Jor	0.033	13296.00			438.77
	Tubero	Jor	0.033	20695.56			682.95
<b>SUMA DE M. DE O.</b>							1121.72
<b>FACTOR DE M. DE O</b>							
<b>OTROS IMPUESTOS</b>							
<b>SUMA TOTAL DE M. DE O.</b>							1121.72
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							
	Fondo intermedio y herramienta	%	10	1121.72			112.17
<b>SUMA HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							112.17
<b>OBSERVACIONES</b>				<b>COSTO UNITARIO</b>	4601.99		
				<b>INDIRECTO Y UTILIDAD</b>			
				<b>PRECIO UNITARIO</b>			

**PRECIO UNITARIO** 119.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	RENDIMIENTO	FECHA			
	Filtro granular con grava de 38 mm incluye: mano de obra, herramientas, acarreo y desperdicios.	m <sup>3</sup>		Julio-88			
CLAVE	DESCRIPCION	UNI	CANT	COSTO UNI	F O	F Z	IMPORTE
<b>MATERIALES</b>							
	Grava 38 mm	m <sup>3</sup>	1.35	10135.00			14,087.25
SUMA DE MATERIALES:							14,087.25
<b>MANO DE OBRA</b>							
	Poñ	Jor	0.1667	13296.00			2,216.44
SUMA DE M DE O FACTOR DE M DE O OTROS IMPUESTOS							2,216.44
SUMA TOTAL DE M DE O							2,216.44
<b>HERRAMIENTA Y EQUIPO</b>							
	Mando intermedio y herramienta	º	10	2,216.44			221.64
SUMA HERRAMIENTA Y EQUIPO							221.64
OBSERVACIONES				COSTO UNITARIO		16,525.33	
				INDIRECTO Y UTILIDAD			
				PRECIO UNITARIO			

FORMA PARA EL CALCULO DE RENTAS EQUIPO MAQUINA MAYOR, MENOR, MENSAJE

120.

	Máquina: <u>Carbón pipa Famsa</u> Capacidad: <u>10,000 litros</u> Datos Adic: _____	Hoja No: _____ Calculo: _____ Revisa: _____ Fecha: _____
OBRA: _____		
<b>DATOS GENERALES.</b>		
Precio adquisición: \$ <u>73'850,901.00</u> Equipo adicional: _____ Valor inicial (Va): \$ <u>73'850,901.00</u> Valor resaca (Vr): <u>20</u> % = \$ <u>14'770,182.00</u> Total de intereses (I): <u>40</u> % Prima seguros (S): <u>6</u> %	Fecha cesación: <u>Julio-88</u> Vida económica (Ve): <u>5</u> años Horas por año (Ha): <u>2000</u> hr/año Motor: <u>Diesel</u> de <u>170</u> HP Factor operación: _____ Potencia operación: _____ H.Rep. Coeficiente de actividad (C): _____ Factor sustentabilidad (O): <u>80%</u>	
<b>I. CARGOS FIJOS.</b>		
a) Depreciación: $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = \frac{73'850,901 - 14'770,182}{5} = \$ 5,908.07$ b) Inmersión: $I = \frac{Va - Vr}{2Ha} = \frac{73'850,901 + 14'770,182}{4000} \times 0.40 = \$ 8,862.11$ c) Seguros: $S = \frac{Va - Vr}{2Ha} = \frac{73'850,901 + 14'770,182}{4000} \times 0.06 = \$ 1,329.32$ d) Almacena: $A = KD = \frac{5908.07}{100} = 4726.46$ e) Mantenimiento: $M = OD = \frac{5908.07}{100} = 4726.46$		
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ <u>20,825.96</u>		
<b>II. CONSUMOS.</b>		
a) Combustible: $E = e Pa$ Diesel: $E = 0.20 \times 170 \text{ HR op} \times 386.99 \text{ lt} = \$ 13,156.64$ Gasolina: $E = 0.24 \times \text{HR op} \times S =$ _____		
b) Otras fuentes de energía: _____ = _____		
c) Lubricantes: $L = a Pa$ Capacidad cartón: $C = 7.6$ litros Cambios aceite: $f =$ _____ horas $a = C/f = \frac{7.6}{0.0035} \times 170 \text{ HR op} = 0.60 \text{ lt/hr.}$ $\therefore L = 0.60 \text{ lt/hr} \times 1693.35 \text{ /lt} = 1,007.55$		
d) Llenas: $Ll = \frac{Vl}{Hv}$ (valor llenas) Vida económica: $Hv = 2000$ horas $\therefore Ll = \frac{3'936,465.00}{2000} \text{ horas} = 1,969.73$		
SUMA CONSUMOS POR HORA \$ <u>16,133.02</u>		
<b>III. OPERACION.</b>		
Salarios: \$ _____ Operador: \$ <u>19,257.11</u> Peón: <u>13,296.00</u>		
Sal/turno-jorn: \$ <u>32,553.11</u> Horas/turno-prima: (H) H = 8 horas $\times 100$ (factor rendimiento) = <u>P</u> horas $\therefore$ Operación: $O = \frac{32,553.11}{8} = 4,069.14$		
SUMA OPERACION POR HORA \$ <u>4,069.14</u>		
COSTOS DIRECTO HORA — MAQUINA (H.C.D) \$ <u>41,025.02</u>		



FORMA PARA EL CALCULO DE RENTAL EQUIPO MAYOR, I, II, III, IV, V, VI, VII

122.

	Máquina: <u>Cargador frontal</u> Modelo: <u>Clark Michigan</u> Datos Adic.: _____	Hoja No. _____ Calculo: _____ Revision: _____ Fecha: _____
OBRA: _____		
<b>II. DATOS GENERALES.</b>		
Precio adquisición: \$ <u>177'228,000.00</u> Equipo adicional: _____	Fecha cotización: <u>Julio-88</u> Vida económica (Va): <u>5</u> años Horas por año (Hr): <u>2000</u> hr/año Motor: <u>Diesel</u> de <u>103</u> HP	Factor operación: _____ Potencia operación: _____ H.P. Coeficiente almacenamiento (C): _____ Factor mantenimiento (Q): <u>0.80</u>
Valor inicial (Vi): \$ _____ Valor rescate (Vr): <u>20</u> % = \$ <u>35'445,600.00</u> Tasa de interés (i): <u>40</u> % Prima seguridad: <u>6</u> %		
<b>I. CARGOS FIJOS.</b>		
a) Depreciación: $D = \frac{Vi - Vr}{Va} = \frac{177'228,000 - 35'445,600}{5} = \$ 14,178.24$ b) Inversión: $I = \frac{Vi - Vr}{2Ha} = \frac{177'228,000 + 35'445,600 \times 0.40}{4000} = 21,267.36$ c) Seguro: $S = \frac{Vi - Vr}{2Ha} = \frac{177'228,000 + 35'445,600 \times 0.06}{4000} = 3,190.10$ d) Almacenaje: $A = KD = \frac{14,178.24}{1} \times 0.80 = 11,342.59$ e) Mantenimiento: $M = QD = 14,178.24 \times 0.80 = 11,342.59$		
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ <u>49,978.26</u>		
<b>II. CONSUMOS.</b>		
a) Combustible: $E = e Pc$ Diesel: $E = 0.20 \times \frac{103}{1} \text{ HR op.} \times \$ 386.25/\text{lt.} = \$ 7,971.37$ Gasolina: $E = 0.24 \times \text{HR op.} \times \$ \text{ /lt.} =$		
b) Otras fuentes de energía: _____ c) Lubricantes: $L = o Pc$ Capacidad aceite: $Cw = 18.9$ litros Cambio aceite: $I =$ _____ horas $a = C/I + \frac{5.0035}{10,0000} \times \frac{103}{1} \text{ HR op.} = 0.36 \text{ lt/hr.}$ $\therefore L = 0.36 \text{ lt/hr} \times \$ 1623.36/\text{lt.} = 609.60$		
d) Llenado: $Ll = \frac{Vll}{Hv}$ (valor llenado) Vida económica = $Hv = 2000$ horas $\therefore Ll = \frac{3'673,000.00}{2000} \text{ horas} = 1,836.00$		
SUMA CONSUMOS POR HORA \$ <u>10,316.97</u>		
<b>III. OPERACION.</b>		
Salarios: \$ _____ Operador: \$ <u>23015.11</u> _____ <u>13296.00</u> Sal./turno-porces: \$ <u>36311.11</u>		
Horas/turno-porces: (H) H = 8 horas = <u>100</u> (factor rendimiento) = <u>8</u> horas $\therefore$ Operación = $O = \frac{36,311.11}{8} \text{ horas} = 4,538.88$		
SUMA OPERACION POR HORA \$ <u>4,538.88</u>		
<b>COSTOS DIRECTO HORA --- MAQUINA (HLD) \$ <u>64,814.11</u></b>		





OBRA: _____	Máquina: Camión de volcos Modelo: Pansa 8 m. Marca: Adic: _____	Hoja No: _____ Calculo: _____ Reviso: _____ Fecha: _____
<b>DATOS GENERALES.</b>		
Precio adquisición: \$ 66'058,705.00 Equipo adicional: _____ Valor inicial (Va): \$ 66'058,705.00 Valor rescate (Vr): 20 % = \$ 13'211,741.00 Tasa de interés (i): 40 % Prima de seguro: 6 %	Fecha colocación: Julio-88 Vida económica (Vs): 5 años Horas por año (H/a): 2000 hr/año Motor: Diesel de 170 HP Factor operación: _____ Potencia operación: _____ HP op. Coeficiente de utilización (K): _____ Factor de rendimiento (Q): 80%	
<b>I. CARGOS FIJOS.</b>		
a) Depreciación: $D = \frac{V_a - V_r}{V_e} = \frac{66'058,705 - 13'211,741}{10000} = 5,284.70$ b) Inversión: $I = \frac{V_a - V_r}{2 H/a} = \frac{66'058,705 - 13'211,741 \times 0.40}{4000} = 7,927.04$ c) Seguro: $S = \frac{V_a - V_r}{2 H/a} = \frac{66'058,705 - 13'211,741 \times 0.06}{4000} = 1,189.06$ d) Almacén: $A = KD = 5,284.70 \times 0.80 = 4,227.76$ e) Mantenimiento: $M = QD = 5,284.70 \times 0.80 = 4,227.76$		
<b>SUMA CARGOS FIJOS POR HORA</b>		<b>\$ 18,628.56</b>
<b>II. CONSUMOS.</b>		
a) Combustible: $E = e P_e$ Diesel: $E = 0.20 \times 170 \text{ HR op.} \times 5.386.09 \text{ lit.} = 13,156.64$ Gasolina: $E = 0.24 \times \text{HR op.} \times 5 \text{ lit.} =$ b) Otras fuentes de energía: _____ c) Lubricantes: $L = a P_e$ Capacidad cartón: $C = 7.5$ litros Cambio aceite: $f =$ horas $a = C/f + 0.0035 \times 170 \text{ HR op.} = 0.60 \text{ lit./hr.}$ $L = 0.60 \text{ lit./hr} \times 1693.36 \text{ lit.} = 1,016.02$ d) Llantas: $Ll = \frac{Vll (\text{valor llantas})}{Hv (\text{vida económica})}$ Vida económica = $Hv = 2000$ horas $Ll = \frac{3'939,465.00}{2000 \text{ horas}} = 1,969.73$		
<b>SUMA CONSUMOS POR HORA</b>		<b>\$ 16,142.39</b>
<b>III. OPERACION.</b>		
Diarios: \$ _____ Operador: \$ 10,257.11 Sal./turno-persona: \$ 19,257.11 Horas/turno-persona: (H) _____ H = 0 horas = 100 (factor de rendimiento) = 8 horas $\therefore \text{Operación } O = \frac{19,257.11}{8 \text{ horas}} = 2,407.14$		
<b>SUMA OPERACION POR HORA</b>		<b>\$ 2,407.14</b>
<b>COSTOS DIRECTO HORA - MAQUINA (H/D)</b>		<b>\$ 37,178.09</b>

