



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

DISEÑO DE SUBDRENAJE DE PAVIMENTOS CON PARÁMETROS LOCALES DEL NORTE PERUANO

Carlos Chuyes-Gutiérrez

Piura, marzo de 2005

FACULTAD DE INGENIERÍA

Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial

Chuyes, C. (2005). *Diseño de subdrenaje de pavimentos con parámetros locales del norte peruano* (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Piura, Perú.

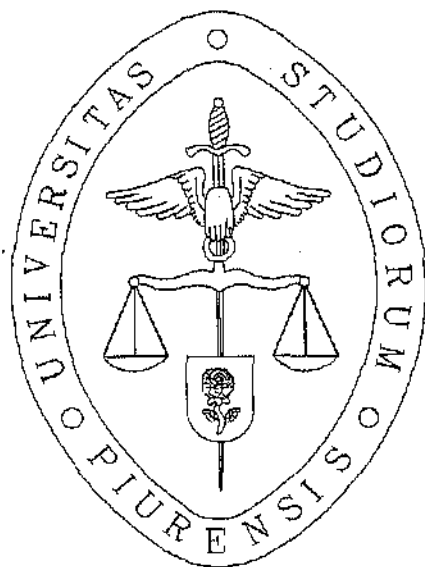


Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

UNIVERSIDAD DE PIURA
PROGRAMA MASTER EN INGENIERÍA CIVIL



**“Diseño de subdrenaje de pavimentos con parámetros locales
del norte peruano”**

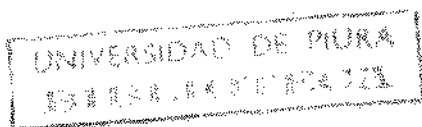
**Tesis para optar el Grado de Master en Ingeniería Civil
con mención en Ingeniería Vial**

Ing. Carlos Alberto Chuyes Gutiérrez

Asesor Ing. Germán Alfonso Gallardo Zevallos

Piura – Perú

2005



1013 77251

DEDICATORIA

Dando Gracias al Todopoderoso, dedico esta tesis a mi amada y querida esposa Socorro del Pilar por su apoyo constante é incondicional; a mi hijita María José, fruto bendito de Dios; a mis grandiosos padres, Alfredo Ignacio y Rosa Nelly; y a todos mis seis queridos hermanos.

PROLOGO

El Perú, país en vía de desarrollo, de cierta forma está aperturando su economía de tal manera que los empresariados extranjeros y nacionales puedan invertir en su infraestructura que tanto necesita y que el estado no puede cubrir, específicamente en vías de comunicación donde hay poco índice de estas por área territorial, por habitante y por los servicios que necesita el comercio.

Encaminados así, en esta línea de desarrollo, se hace urgente un buen soporte de nuestra infraestructura vial que colabore al desarrollo socioeconómico de las regiones, siendo **vital que las carreteras se diseñen y construyan bien y a costos óptimos, auspiciando una cultura que aprecie la calidad.** Asimismo, una vez construida, es conveniente cuidar dicha infraestructura de los posibles daños que se produzcan, evitando así un deterioro gradual lo cual conllevaría además la lamentable posibilidad de accidentes de tránsito y pérdida de vidas humanas, además de los respectivos gastos de rehabilitación. Es decir, es **urgente auspiciar una cultura de mantenimiento y cuidado de carreteras.**

Bajo todo este marco de ideas, debemos recordar que nuestras carreteras cruzan diversas zonas del territorio peruano, cada una con sus características propias de temperatura, calidad de materiales, lluvias, etc.

La ciudad de Piura, ubicada al norte del Perú, en el departamento del mismo nombre, a 1000km de la ciudad de Lima, se encuentra a 45m.s.n.m, con latitud $05^{\circ} 10' 14''$ S y longitud $80^{\circ} 30' 18.6''$ W, cerca de la línea ecuatorial. Tiene un clima semiárido con un promedio de temperaturas de 22°C y 27°C en invierno y verano respectivamente, registrándose eventualmente temperaturas extremas anuales cercanas a los 12°C y 38°C . Según el Laboratorio de Física y Meteorología de la Universidad de Piura, este clima tiene una oscilación diaria de temperatura entre 16 y 18°C causando un poderoso efecto en los diversos materiales y estructuras de los pavimentos.

Otro de los factores extremos de diseño que se debe considerar es la recurrencia del Fenómeno El Niño, que al parecer se hace más frecuente y con mayor intensidad como ha sucedido en el último evento 97-98, hecho que ha sobrepasado las tendencias máximas de los anteriores eventos. Ante esto, **nuestra infraestructura vial está sometida a solicitaciones cada vez más extremas de lluvia lo cual hace necesario que los ingenieros especializados en carreteras tengan un mayor celo en el análisis, diseño y construcción de las mismas. Por ello, se debe revisar los conceptos fundamentales de análisis y diseño de pavimentos saturados o sumergidos llevando a cabo investigaciones prácticas que permitan aclarar posibles dudas en estos procedimientos.**

En otras palabras la problemática de los pavimentos en Piura puede resumirse en las siguientes consideraciones:

- 1.-El Fenómeno El Niño trae consigo, en la infraestructura vial, un aspecto muy importante, **el agua produce erosión y subpresión en la estructura de los pavimentos afectándolos con la subsiguiente degradación de sus elementos, pérdida de su capacidad y disminución de su vida útil; por lo que se hace necesario un sistema de subdrenaje para evitarlo. Este sistema de subdrenaje ha sido desarrollado en un primer trabajo titulado "Diseño del subdrenaje de pavimentos y su aplicación en dos zonas de Piura", que sentó las bases fundamentales para su entendimiento y una primera propuesta de la metodología de diseño.**
- 2.-**La supervisión y diseño de las obras civiles debe ser más exigente en la construcción de los pavimentos, exigiendo una mano de obra calificada y una calidad en los materiales utilizados; y en el diseño, garantizando una excelente elaboración del expediente técnico con conocimiento y experiencia local. Nuevos conocimientos recopilados por el autor hacen ver la necesidad de presentar este trabajo con conocimientos más elaborados de Hidrología y con ensayos de laboratorio para medir la permeabilidad, entre otros temas innovadores.**
- 3.-**La elaboración de una política de control de cargas, que evite el tránsito pesado en pavimentos livianos. Es decir, es necesario que las instituciones responsables propongan e implementen restricciones para evitar desórdenes en estos temas.**
- 4.-**La estandarización de procesos y materiales de construcción. Un ejemplo de ello es el uso de asfaltos en frío con asfalto diluido que no garantizan una durabilidad, siendo recomendable más bien el uso de asfaltos en caliente que si aseguran calidad y durabilidad en su vida útil. Esto debería tenerse en cuenta sobre todo por las instituciones supervisoras.**

De todos estos problemas el presente trabajo está orientado hacia la parte de subdrenaje y del comportamiento interno de la estructura de los pavimentos ante un fenómeno lluvioso importante. Además, es necesario dar soluciones económicas factibles y razonables al tipo de problemas que estamos enfrentando.

El presente trabajo permite al Ingeniero Civil incluir en el diseño convencional la necesidad de un sistema de subdrenaje, caso particular en nuestra ciudad de Piura, contando además con algunos parámetros locales que deberán tenerse en cuenta a la hora de construir los pavimentos.

Nuestra reflexión sobre estos temas indicaban que existían dos sistemas de drenaje: uno superficial que conlleva a colocar cunetas y pendientes adicionales, y el otro un drenaje interior, el cual exigirá unos filtros internos conectados a las tuberías de drenaje correspondiente.

Quisiera agradecer profundamente y de manera muy especial a mi Asesor, Ing. Germán Gallardo Zevallos; hago extensivo este agradecimiento a la Ing. Clara Marina Farías de Reyes, a la Ing. Sara Vegas Merino, a la Empresa ELECON Ingenieros S.R.L, al personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Estructuras de la UDEP y a todas las personas que de una forma desinteresada colaboraron para llevar a cabo el presente trabajo.

INDICE GENERAL

Introducción

Capítulo 1 REVISION DE CONCEPTOS BASICOS SOBRE EL FENOMENO EL NIÑO Y LA HIDROLOGIA EN LA ZONA NORTE DEL PERU

1.1	Fenómeno El Niño – Oscilación Sur	3
1.1.1	Definición e historia de los ENOS	3
1.1.2	Causas y origen	5
1.1.3	Historia de los ENOS	5
1.1.4	Impacto del ENOS 1997-1998 en la infraestructura vial	6
1.2	Hidrología en la Zona Norte del Perú	6
1.2.1	Precipitación	7
1.2.2	Formación de la precipitación	7
1.2.3	Formas de precipitación	9
1.2.4	Tipos de precipitación	10
1.2.5	Medición de la precipitación	11
1.2.5.1	Instrumentos de medición	12
1.2.6	Precipitación promedio sobre un área	12
1.2.6.1	Método de la media aritmética	12
1.2.6.2	Método de Thiessen	13
1.2.6.3	Método de las isoyetas	13
1.2.7	Variaciones de la precipitación	13
1.2.8	Redes de medición	15

1.3	Tormentas de diseño	17
1.4	Metodología de trabajo para determinación de intensidades de diseño	18
1.4.1	Recopilación de información pluviográfica de la zona	18
1.4.2	Selección de las máximas tormentas anuales	18
1.4.3	Análisis de tormentas	18
1.4.4	Determinación de series de intensidades máximas anuales	21
1.4.5	Relaciones IDF en base a modelos probabilísticos	21
1.5	Resultados Obtenidos : Curvas IDF	23

Capítulo II REVISION DE CONCEPTOS BASICOS Y CRITERIOS GENERALES SOBRE EL DISEÑO DE SUBDRENAJE DE PAVIMENTOS

2.1	Condiciones generales	25
2.1.1	Efectos perjudiciales del agua.	25
2.1.2	Movimiento del agua.	26
2.1.3	Métodos para controlar el agua en pavimentos	27
2.1.3.1	Prevención	27
2.1.3.2	Remoción	29
2.1.3.3	Secciones de pavimentos de mayor espesor	32
2.2	Materiales de drenaje	32
2.2.1	Agregados	32
2.2.1.1	Requisitos básicos en filtros y drenes	33
2.2.1.2	Prevención de la tubificación o erosión interna	34
2.2.1.3	Requisitos de la permeabilidad en los filtros y drenes	38
2.2.2	Geotextiles	43
2.2.2.1	Criterios de filtro	44
2.2.2.2	Aplicaciones	45
2.2.3	Tuberías	47
2.2.3.1	Criterios de filtro	47
2.2.3.2	Aplicaciones	48

Capítulo III PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL SUBDRENAJE DE PAVIMENTOS EN EL NORTE PERUANO

3.1	Estimación del flujo interno.	51
3.1.1	Infiltración superficial.	51
3.1.2	Filtración de agua subterránea.	54
3.1.3	Diseño de flujo interior.	57
3.2	Determinación de la capacidad de drenaje.	57
3.2.1	Capa de drenaje.	57
3.2.1.1	Flujo de estado permanente.	58
3.2.1.2	Flujo de estado no permanente.	59
3.2.2	Tuberías colectoras.	62

Capítulo IV APLICACION DEL ANALISIS Y DISEÑO DEL SUBDRENAJE EN PAVIMENTOS CON PARAMETROS DE LA ZONA NORTE DEL PERU

4.1	Introducción	67
4.2	Metodología de diseño	68
4.1.1	Caso 1: Pavimento con una estructura convencional	69
4.1.2	Caso 2: Pavimento con filtro como subbase	71
4.1.3	Caso 3 Pavimento con subbase para estabilidad y filtro para drenaje	73
4.1.4	Caso 4: Pavimento con una subbase para estabilidad, filtro grueso y filtro fino	80
4.1.5	Diseño de la zanja y tubería para la alternativa de solución	85

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo es ampliar y profundizar sobre el diseño de subdrenaje de pavimentos tal de lograr la adaptación de la metodología de diseño de subdrenaje de pavimentos a la zona norte del Perú.

Se ha logrado una revisión de conceptos básicos y criterios generales de subdrenaje para poder entender a fondo el problema del mismo, lo cual es de suma importancia para el diseño.

Ha sido importante exponer el procedimiento de diseño de subdrenaje teniendo en cuenta parámetros de la zona norte del Perú como el Fenómeno El Niño, la Hidrología de la zona norte del Perú, y la granulometría y permeabilidad tanto del suelo natural insitu como de los agregados como filtros. Estos factores influyentes en las decisiones de diseño son necesarios para la optimización del diseño de subdrenaje de pavimentos.

También se ha buscado aplicar a la teoría valores locales introduciendo un análisis de periodo de retorno para la determinación de la intensidad de lluvia necesaria, y para la optimización del diseño.

Y finalmente para un mejor entendimiento de la metodología de diseño se ha expuesto con detalle la aplicación de la teoría a un lugar de la ciudad de Piura, mostrando la optimización del diseño correspondiente.

INTRODUCCION

El objetivo principal de la presente tesis es profundizar y ampliar el estudio y análisis del subdrenaje en los pavimentos con una adaptación de acuerdo a los parámetros locales de la Zona Norte del Perú.

El presente trabajo se ha desarrollado en cuatro etapas o capítulos como se detalla a continuación:

Capítulo I: Se hace una revisión de conceptos básicos referente al Fenómeno El Niño y la hidrología en la zona norte del Perú como punto vital en el diseño de subdrenaje de pavimentos, es importante conocer sus procedencias é impactos.

Capítulo II: Se hace una revisión de conceptos básicos y criterios generales sobre el subdrenaje de pavimentos como elementos importante a ser tomados en cuenta en el diseño.

Capítulo III: Se presenta el procedimiento de diseño de subdrenaje de pavimentos de acuerdo a parámetros locales de la zona norte peruano. Es importante trabajar la metodología de diseño de subdrenaje acorde a nuestra realidad.

Capítulo IV : Aplicación del análisis y diseño del subdrenaje en pavimentos con parámetros de la zona norte del Perú.

Adicionalmente se presentarán conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos del análisis realizado en el desarrollo de la tesis; así como también los correspondientes anexos.

Capítulo I

REVISION DE CONCEPTOS BASICOS SOBRE EL FENOMENO EL NIÑO Y LA HIDROLOGIA EN LA ZONA NORTE DEL PERU

1.1. FENOMENO EL NINO – OSCILACION SUR

Es muy importante que los ingenieros de carreteras inmersos en el diseño de drenaje de pavimentos tengan un conocimiento profundo del Fenómeno El Niño-Oscilación Sur (ENOS) debiendo estudiarse por la magnitud de los impactos, extensión geográfica y la población afectada. Los gobiernos y las personas no podemos permanecer indiferentes ante un fenómeno que tiene fuertes impactos en la población, en la producción y en las infraestructuras. La costa norte de Perú y la sur de Ecuador son las zona más afectadas, donde los ecosistemas y las actividades humanas se ven directamente afectadas. Es necesario tomar decisiones para mitigar sus efectos destructivos. Por tanto, se debe mostrar interés permanente y sostenido en el fenómeno el Niño y no limitarlo a cuando se produzca su aparición, siendo necesaria que la información potencialmente útil acerca del ENOS sea utilizada por los tomadores de decisiones.

Los ENOS son parte de un ciclo, se han presentado en el pasado y se presentarán en el futuro, siendo, la infraestructura vial la más afectada por los ENOS; por tanto, es importante incorporar la componente climática para la toma de decisiones y en el diseño de las infraestructuras. El diseño y construcción de las infraestructuras y el emplazamiento de nuevos pueblos deben tomarse en cuenta los efectos de ENOS pasados así como los cambios climáticos.

1.1.1 DEFINICION E HISTORIA DE LOS ENOS

No se puede dar definición exacta sobre los ENOS aunque se han dado varias. Barnett en 1997 dijo que a mediados de la década de los '70, el ENOS ya había adquirido diversas definiciones y a mediados de los '90 podían encontrarse varias definiciones entre simples y complejas, dándose a continuación dos ejemplos de definiciones.

Gray en 1993 manifestó, El Niño: Un periodo de 12-18 meses durante el cual se producen temperaturas anormalmente cálidas de la superficie del mar en la mitad oriental del Pacífico Ecuatorial. Moderados o fuertes, los eventos de El Niño se producen de manera irregular, alrededor de una vez cada 5-6 años, o algo así, como promedio.

Palca en 1986, manifestó: "Originalmente, El Niño se refería a flujos de corriente cálida a lo largo de las costas del Ecuador y Perú en enero, febrero, marzo y al resultante impacto en las condiciones meteorológicas locales. El segundo nombre ENOS (El Niño y la Oscilación Sur) se refiere en forma más general a los eventos de la mitad del Pacífico hasta la costa sudamericana, tomando en cuenta la oscilación irregular en la presión entre el Pacífico oriental y occidental".

Sin embargo, podemos señalar que en estas definiciones surgen aspectos comunes de El Niño en forma recurrente, siendo las siguientes:

- Es un calentamiento anómalo de las aguas superficiales, siendo uno de los aspectos principales del ENOS.
- Aparece a lo largo de la costa del Ecuador y norte del Perú (algunas veces en Chile).
- Está relacionado con cambios de la presión a nivel del mar a través del Océano Pacífico (Oscilación Sur).
- Es recurrente pero no a intervalos regulares.
- Involucra aumentos de la temperatura superficial del mar en el Pacífico oriental y central, es una corriente cálida de flujos hacia el Sur a las afueras de la costa del Perú.
- Es acompañado de un debilitamiento de los vientos alisios ecuatoriales que fluyen hacia el occidente.
- Dura entre doce a dieciocho meses.

Definición Sencilla: El Niño-Oscilación Sur (ENOS) es una perturbación del sistema Océano-Atmósfera en el Pacífico Ecuatorial con importantes consecuencias para el clima de todo el mundo. Un ENOS se empieza a manifestar cuando la temperatura marítima aumenta 1°C. La figura 1.1 muestra es esquema gráfico de los ENOS.

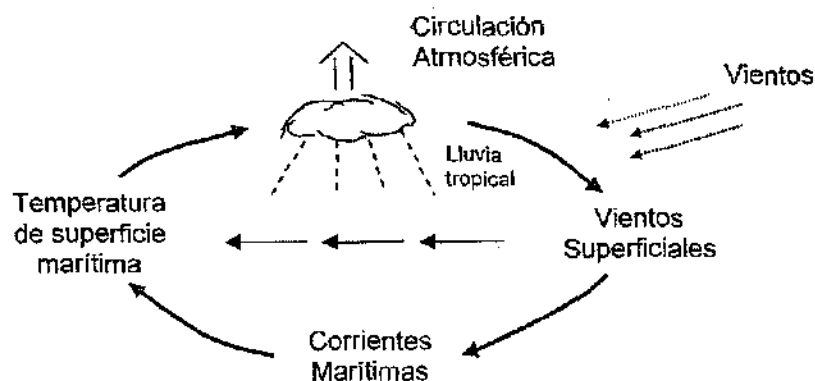


Figura 1.1 Ciclo de ENOS

1.1.2 CAUSAS Y ORIGEN

Existen algunas hipótesis sobre las causas que generan las anomalías en el Pacífico Ecuatorial y que dan origen a los ENOS. Estas están relacionadas con:

1.1.2.1 Manchas Solares

Calidad y cantidad de radiación solar que llega a la superficie terrestre que produce sobrecalentamiento.

1.1.2.2 Movimientos sísmicos

Genera liberación de energía acumulada en la corteza terrestre produciendo precipitaciones.

1.1.2.3 Movimiento de rotación de la tierra

Aceleración y desaceleración del movimiento de rotación de la tierra produce un aumento o disminución de la temperatura

1.1.3 HISTORIA DE LOS ENOS

El Fenómeno El Niño a lo largo de las costa norte del Perú y sur de Ecuador y la Oscilación Sur en el Pacífico Ecuatorial fueron considerados por muchos años como fenómenos independientes hasta que en 1960 se descubrió que eran manifestaciones de un mismo fenómeno, a partir de ahí tomó como denominación El Niño-Oscilación Sur (ENOS).

Durante 1920 Giller Walker notó que cuando la presión aumenta en el Este del Pacífico (Haití, Polinesia Francesa) en el Oeste decrece (Darwin Australia), y viceversa. A esta especie de "Sube y Baja" que ocurría en las presiones le "llamó Oscilación Sur". Esta Oscilación ha dado lugar a la definición de índice, diferencia entre las presiones pudiendo ser positiva o negativa, llamado índice de Oscilación Sur.

El conocimiento de los ENOS pasados, a partir de fuentes escritas, está restringido a la existencia de fuentes históricas (crónicas, diarios, etc.). En el caso de Perú, los ENOS pasados han sido identificados cualitativamente a partir de las crónicas de la conquista española desde 1525. En el último siglo tenemos:

1978. Quinn et al, hace una primera estadística de los ENOS.

1986. Hamilton y García hacen una lista de los ENOS ocurridos desde la conquista española basándose en la crónica.

1987. Quin, Neal y Antunez de Mayolo (QNA) hacen una primera revisión de la primera estadística de Quinn 1978 y de la lista de Hamilton y García 1986.

2000. Ortlieb Luc, revisión a los trabajos previos de QNA en "The Documented Historical record of El Niño events in Perú: An Update of the Quinn Record (Sixteenth through Nineteenth Centuries)".

Para identificar los ENOS anteriores a los reconstruidos a partir de fuentes escritas se recurre a los registros naturales que han dejado los fuertes cambios climáticos debido a estos eventos en diversas fuentes (geológicas, oceanográficas, hidrológicas, geoquímicas, biológicos y arqueológicos). De esta manera, se ha identificado los ENOS en épocas pasadas.

El aporte peruano fue que la costa norte del Perú estuvo como escenario de las primeras crónicas acerca de este fenómeno (no con dicho nombre) reflejado en las fuertes precipitaciones. Según la Sociedad Geográfica del Perú le fue dado por los pescadores Paiteños.

1.1.4 IMPACTO DEL ENOS 1997-1998 EN LA INFRAESTRUCTURA VIAL

Durante el ENOS de 1997-98 fueron destruidas de más de 3,000 Km. de carreteras y otros 26,000 Km. afectados que representan el 15% de la infraestructura carretera del país. Así mismo se ha tenido la caída y destrucción de puentes y alcantarillas. Esto ocasionó la permanencia de pueblos aislados y servicio de transporte paralizado además de los accidentes y muertes producidas. En Piura el ENOS de 1997-98 ocasionó el 59% de daños en el Sector Transportes.

1.2 LA HIDROLOGIA EN LA ZONA NORTE DEL PERU (Ardila, 2001)

Las características climáticas de la zona norte del Perú, están determinadas básicamente por su ubicación geográfica cercana a la línea ecuatorial comprendida entre los 3° 30' y 4° 15' de latitud sur; cuya característica principal es su temperatura tropical y su precipitación pluvial veraniega.

Esta zona se caracteriza por ser una zona de convergencia intertropical, producto de la compulsión de fuerzas provenientes de los hemisferios norte y sur, que promueve la presencia de un período lluvioso que se hace presente entre los meses de diciembre y abril. Esta zona de convergencia varía latitudinalmente de año en año creando situaciones de largos períodos de sequía y también años de lluvias extraordinarias.

Otros factores que tipifican el clima son: La Corriente Peruana, el Anticiclón del Pacífico Sur y el Fenómeno de "El Niño"; caracterizándose este último, cuando se presenta, como una manifestación espectacular del clima en la zona norte del Perú, evidenciada mayormente por extraordinarias precipitaciones pluviales como las ocurridas en los veranos de 1983 y 1998.

La precipitación pluvial y la temperatura son los elementos meteorológicos más importantes, considerándose la lluvia netamente veraniega. La precipitación anual varía entre 200 y 2600 mm siendo la precipitación media anual de la cuenca superior a los 1000 mm.

La temperatura es de carácter tropical, sin manifestaciones extremas durante el año; el promedio anual en la zona es de 24.5 °C. En los periodos de años normales la temperatura promedio en verano es de 26°C y en invierno de 23°C; sin embargo, cuando se presenta el fenómeno de El Niño la temperatura sobrepasa valores máximos diarios de 35 y 30°C.

La humedad relativa presenta un valor superior al 80%, aumentando en los meses de invierno de 2 a 3% por encima del promedio anual; sin embargo, los extremos varían entre 75 y 90%.

Los vientos más significativos son registrados al medio día, con una dirección dominante NO; la velocidad fluctúa entre 15 y 22 Km. por hora.

La evaporación presenta una relación directa con la temperatura y la precipitación pluvial, por ello la evaporación es mayor durante el verano. La evaporación promedio total anual en el valle es relativamente alta, del orden de 880 mm. La evaporación en la cuenca varía con la altitud, en el período 1964-1979 varió entre 829 y 1651 mm. Las horas de sol durante el año fluctúan entre 4.5 y 6.5 horas, según los datos diarios de la estación meteorológica Los Cedros.

La nubosidad varía muy poco durante el año siendo su promedio mensual de 6/8. El género de nubes predominantes es el de nubes bajas.

1.2.1 PRECIPITACION

Se conoce como precipitación al agua proveniente de la humedad atmosférica y cae a la superficie terrestre, principalmente en estado líquido (llovizna y lluvia) o en estado sólido (escarcha, nieve y granizo). La precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importantes para la hidrología, y junto a la evaporación constituyen la forma mediante la cual la atmósfera interactúa con el agua superficial en el ciclo hidrológico del agua.

La evaporación de la superficie del océano es la principal fuente de humedad para la precipitación y probablemente no más que un 10% de la precipitación que cae en el continente puede ser atribuida a la evaporación continental y a la evapotranspiración de las plantas. Sin embargo, no necesariamente la mayor cantidad de precipitación cae sobre los océanos, ya que la humedad es transportada por la circulación atmosférica a lo largo de grandes distancias, como evidencia de ello se puede observar algunas islas desérticas. La localización de una región con respecto a la circulación atmosférica, su latitud y distancia a una fuente de humedad son principalmente los responsables de su clima.

1.2.2 FORMACION DE LA PRECIPITACION

La precipitación proviene de la humedad pero la sola presencia de esta no nos garantiza la existencia de precipitación, ya que siempre está presente en el aire y no siempre llueve. Para ello deben existir algunos mecanismos que enfrien el aire lo suficiente para llevarlo a la saturación. Estos mecanismos pueden ser del tipo convectivo, frontal u orográfico.

En la medida que el vapor de agua va ascendiendo, éste se va enfriando y el agua se condensa de estado de vapor a estado líquido. A partir de este vapor se produce la formación de niebla, nubes o cristales de hielo. Pero, para que esta formación se lleve a cabo, generalmente se requiere la presencia de núcleos de condensación, alrededor de los cuales las moléculas del agua se pueden unir o nuclear. Existen diversas partículas que pueden actuar como núcleos de condensación, con tamaños que varían desde 0.1 (aerosoles) hasta 10 μm de diámetro; entre estas partículas tenemos algunos productos de la combustión como óxidos de nitrógeno y sulfuro, partículas de sal producto de la evaporación de la espuma marina y algunas partículas de polvo que flotan en el aire.

Como se ha dicho no siempre se requiere la presencia de núcleos de condensación, tal caso se presentan cuando existen gotas de agua pura que permanecen en estado líquido a temperaturas tan bajas como -40°C y es solo en presencia de tales gotas sobrecongeladas que el núcleo helado natural es activado.

Las nubes producto de la condensación del vapor de agua pueden ser de diferentes tipos de acuerdo con su apariencia y altura de base. Entre estos tipos de nubes se tiene:

- Los estratos y cúmulos que son consideradas como nubes de bajo nivel. Las nubes estratos por lo general se encuentran alrededor de las montañas. En las nubes estratos el aire nublado no se mezcla con el aire limpio que está debajo o encima de él, debido a que se forman en el aire con poca turbulencia. Las nubes de tipo cúmulo son nubes de desarrollo vertical que se forma por acción convectiva y generalmente producen precipitaciones.
- Las nubes tipo nimbos son de nivel medio. Generalmente se presentan en forma conjunta con las nubes de tipo estratos, tomando el nombre de nimbostratus. Estas forman una capa lo suficientemente gruesas como para impedir el paso de la luz del sol y son las responsables de las lluvias intermitentes. Las nubes del tipo nimbostratus se forman cuando el aire caliente y húmedo se eleva de manera constante sobre un área grande. Esto puede suceder cuando existe un frente caliente, o con menos frecuencia, en un frente frío.
- Las nubes del tipo cirros son nubes de alto nivel, blancas y ligeras de aspecto fibroso o filamentosas. Aparecen especialmente cuando el aire está seco.

Las gotas o cristales de hielo crecen rápidamente debido a la nucleación pero el crecimiento después de esto es lento. Mientras que las partículas que constituyen las nubes tienden a asentarse, los elementos promedio pesan tan poco que un leve movimiento hacia arriba del aire es necesario para soportarlo.

Constantemente hay gotas de agua que caen de las nubes pero su velocidad de caída es tan pequeña, que no llegan a la tierra porque muchas veces vuelven a evaporarse antes de alcanzarla y ascienden de nuevo en forma de vapor. Al aumentar el vapor, o si la velocidad de caída supera los 3m/s, las gotas de agua incrementan su peso, provocando lluvia; cuando este peso se hace mayor, aumenta la velocidad de caída con lo que la lluvia se intensifica y puede transformarse en una tormenta.

Los factores más importantes que conllevan a una precipitación significativa son: La colisión y la fusión de las partículas de la nube y de la precipitación. La colisión entre la nube y las partículas de la precipitación se presenta debido a diferencias de velocidades de caída como resultado de diferencias de tamaño (las partículas más pesadas caen más rápidamente que las partículas más pequeñas. Las partículas que chocan se unen formando partículas más grandes y el proceso se puede repetir varias veces, hasta cuando las gotas tienen lo suficiente tamaño como para que puedan caer.

Las corrientes aéreas ascendentes más fuertes evitan que incluso las gotas de agua más grandes caigan y llevan todos los elementos de la precipitación a las porciones superiores de las nubes para producir una acumulación del agua líquida que excede en gran medida a las de las partículas ordinarias de las nubes.

Eventualmente el agua acumulada se precipita como resultado del debilitamiento de la corriente aérea ascendente o como sucede a menudo, por una corriente descendente, que se puede iniciar posiblemente por la masa del agua acumulada. Cuando está precipitando repentinamente en una corriente descendente, las gotas de lluvia son de gran tamaño y el aguacero torrencial que resulta dura solamente algunos minutos. En una tempestad de truenos puede haber varios aguaceros, o explosiones, de un número de celdas, y la precipitación total pico puede duplicar el valor de precipitación alcanzado en una lluvia repentina.

En grandes cúmulos donde no hay precipitación, la concentración máxima del agua líquida puede estar cerca de 4 gr/m³, pero el valor medio para la nube puede ser solamente la mitad de este valor. Concentraciones mayores que ésta producen precipitaciones que alcanzan la tierra.

1.2.3 FORMAS DE PRECIPITACION

La precipitación puede adquirir diversas formas como producto de la condensación del vapor de agua atmosférico, formado en el aire libre o en la superficie de la tierra, y de las condiciones locales. Dentro de estas formas se descartan la niebla y las heladas, debido a que representan un porcentaje mínimo de las precipitaciones en el departamento.

1.2.3.1 Llovizna

En algunas regiones es más conocida como garúa, consiste en diminutas gotitas de agua líquida cuyo diámetro fluctúa entre 0.1 y 0.5 mm; debido a que su pequeño tamaño tienen un asentamiento lento y en ocasiones parecen que flotarán en el aire. La llovizna usualmente cae de estratos bajos y rara vez excede de 1mm/hr.

1.2.3.2 Lluvia

Es la forma de precipitación más conocida y la que habitualmente se presenta en el departamento de Piura. Consta de gotas de agua líquida comúnmente mayores a los 5mm de diámetro. En muchos países suelen clasificarla como ligera, moderada o fuerte según su intensidad.

1.2.3.3 Escarcha

Es un depósito blanco opaco de gránulos de hielo más o menos separados por el aire atrapado y formada por una rápida congelación efectuada sobre gotas de agua sobrecongeladas con objetos expuestos, por lo que generalmente muestran la dirección predominante del viento. Su gravedad específica puede ser tan baja como 0,2 ó 0,3.

1.2.3.4 Nieve

Aparece cuando las masas de aire cargadas de vapor de agua se encuentran como otras cuya temperatura es inferior a 0°C. Está compuesta de cristales de hielo, de forma hexagonal ramificada, y a menudo aglomerado en copos de nieve, los cuales pueden alcanzar varios centímetros de diámetro. La densidad relativa de la nieve recién caída varía sustancialmente, pero el promedio se asume como 0,1.

1.2.3.5 Granizo

Es la precipitación en forma de bolas de hielo, producida en nubes convectivas. El granizo se forma a partir de partículas de hielo que, en sus desplazamientos por la nube, "van atrapando" gotas de agua. Las gotas se depositan alrededor de la partícula de hielo y se congelan formando capas, como una cebolla. Los granizos pueden ser esferoidales, cónicos o irregulares en forma, y su tamaño varía desde 5 hasta 125 mm de diámetro, pudiendo llegar a destrozar cosechas.

1.2.3.6 Cellisca (agua nieve)

Consiste en granos transparentes, globulares y sólidos de hielo, formados por el enfriamiento de gotas de agua ó refrigeración de los cristales de hielo, en gran parte derretidos, que caen a través de una capa de aire subcongelada cerca de la superficie de la tierra.

1.2.4 TIPOS DE PRECIPITACION

La precipitación puede clasificarse teniendo en cuenta el factor principalmente responsable, ya que lo más frecuente es que sea generada por varios factores, del elevamiento de la masa de aire que la genera. Con base en ello se pueden distinguir tres tipos de precipitación, a saber:

1.2.4.1 Precipitación Ciclónica

Cuando dos masas de aire, una caliente y una fría, se encuentran, en lugar de simplemente mezclarse, aparece una superficie de discontinuidad definida entre ellas, llamada frente. El aire frío al ser más pesado, se extiende debajo del aire caliente por lo que el aire caliente se eleva y su vapor de agua se puede condensar y producir precipitación. Si el aire caliente avanza hacia el aire frío el borde es un frente caliente, el cual tiene una pendiente baja entre 1/100 y 1/300, y el aire caliente fluye hacia arriba y por encima del aire frío lentamente. Las áreas de lluvia asociadas con estos frentes pueden ser muy grandes y la

precipitación es generalmente ligera a moderada y casi continua hasta el paso del frente. Si el aire frío avanza hacia el aire caliente, el borde de la masa de aire frío es un frente frío el cual tiene una pendiente casi vertical, con lo cual el aire caliente es forzado hacia arriba más rápidamente que en el frente caliente.

1.2.4.2 Precipitación convectiva

Es el tipo de precipitación que predomina en la zona de costa del departamento de Piura por acción de los anticiclones norte y sur del atlántico. Se presenta cuando una masa de aire se calienta tiende a elevarse, por ser el aire cálido menos pesado que el aire de la atmósfera circundante. La diferencia en temperatura puede ser resultado de un calentamiento desigual en la superficie, enfriamiento desigual en la parte superior de una capa de aire, ó por la elevación mecánica cuando el aire se fuerza a pasar sobre una masa de un aire más denso (ciclones), o sobre una barrera montañosa. A medida que la masa se eleva, el aire se enfría pues cae su punto de saturación. Esto genera la condensación de parte del vapor de agua dentro de la masa de aire, formando nubes. Estas nubes descargan lluvia con incremento en el calor latente a través del proceso de saturación. Un claro ejemplo de este tipo de precipitación son las tormentas eléctricas al atardecer que se desarrollan en días calurosos de aire húmedo, ascendiendo hacia el interior de encumbradas nubes en forma de yunque. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquellas que corresponden a lloviznas y aguaceros.

1.2.4.3 Precipitación Orográfica

Resulta del choque entre las corrientes oceánicas de aire que cruzan sobre la tierra y las barreras montañosas, generando la elevación mecánica del aire, el cual posteriormente se enfría bajo la temperatura de saturación y vierte humedad, este tipo de precipitación suele ser la que se presenta en la zona montañosa del departamento de Piura. En terrenos rugosos la influencia orográfica es marcada, tanto que los patrones de precipitación de tormentas tienden a asemejarse a la de la precipitación media anual. La mayoría de las lluvias orográficas son depositadas sobre las pendientes a barlovento.

En la naturaleza los efectos de estos tipos de enfriamiento del aire se correlacionan con bastante frecuencia entre sí, y la precipitación resultante no puede ser identificada estrictamente como perteneciente a alguno de estos tipos de precipitación, sino más bien interacción entre ellos.

1.2.5 MEDICION DE LA PRECIPITACION

Piura tiene un clima seco en la zona costera y templado en la zona montañosa, por lo que la lluvia es la principal forma de precipitación que se presenta en el departamento, pero en otras partes del mundo la precipitación puede ser completamente nieve o en zonas áridas, rocío.

Todas las formas de precipitación son medidas sobre la base de la altura vertical de agua que podría acumularse sobre un nivel superficial si la precipitación permaneciera donde cayó. En América Latina la precipitación es medida en milímetros y décimas, mientras en los Estados Unidos la precipitación es medida en pulgadas y centésimas.

En el Perú los registros de precipitación son recibidos y registrados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), mediante su red de estaciones meteorológicas distribuidas en todo el territorio peruano. Adicionalmente, para la zona norte del país se han instalado algunas estaciones meteorológicas en las cuencas de los ríos Piura y Chira controladas por el Proyecto Especial Chira – Piura.

1.2.5.1 Instrumentos de medición

Se han desarrollado gran variedad de instrumentos de medición para obtener información de la precipitación. La información obtenida puede ser de diversa índole: la distribución de las gotas de lluvia, tiempo de inicio y término de la precipitación, y la cantidad e intensidad de la precipitación, siendo ésta última la que más interesa para la determinación de las tormentas de diseño en el departamento de Piura. Existen básicamente dos tipos medidores que registran la cantidad e intensidad de la lluvia:

a) Pluviómetros

Son instrumentos de medida sin registro por lo que son llamados también medidores sin registro. Cualquier receptáculo es apropiado para medir la lluvia, pero debido a la variación del viento y el efecto de salpicadura las medidas no son comparables a menos que los recipientes sean del mismo tamaño, forma y exposición similar. Por lo que hay patrones preestablecidos para los medidores estándar y para su instalación y operación.

b) Pluviógrafos

También llamados medidores con registro. Son aparatos que registran la precipitación automáticamente, en intervalos de tiempo pequeños. Estos medidores son más costosos y más propensos a error, pero pueden ser la única forma posible para ciertos sitios remotos y de difícil acceso (rara vez visitados). Estos medidores tienen la gran ventaja que indican la intensidad de precipitación, la cual es un factor de importancia en muchos problemas. Tres tipos de medidores con registro son comúnmente empleados: el medidor de cubeta basculante, el de balanza y el medidor de flotador.

1.2.6 PRECIPITACIÓN PROMEDIO SOBRE UN ÁREA.

Para evaluar la cantidad promedio de precipitación sobre un área es necesario basarse en los valores puntuales registrados en cada medidor que conforma la red. Pero como la contribución de cada instrumento al total de la tormenta es desconocida, han surgido varios métodos que intentan darnos una aproximación de la distribución de la precipitación dentro del área en consideración, entre estos métodos tenemos:

1.2.6.1 Método de la medida aritmética

Es una forma sencilla para determinar la lluvia promedio sobre un área. Consiste en hallar la medida aritmética de las cantidades conocidas para todos los puntos en el área. Este método proporciona buenos resultados, si la distribución de tales puntos sobre el área es uniforme y la variación en las cantidades individuales de los medidores no es muy grande.

1.2.6.2 Método de Thiessen

Se emplea cuando la distribución de los pluviómetros no es uniforme dentro del área en consideración. Para su cálculo se define la zona de influencia de cada estación mediante el trazo de líneas entre estaciones cercanas, estas líneas se bisecan con perpendiculares y se asume que toda el área encerrada dentro de los límites formados por la intersección de estas perpendiculares en torno a la estación ha tenido una precipitación de la misma cantidad que la de la estación. A veces es necesario hacer una pequeña variación a esta técnica para corregir posibles efectos orográficos, y en lugar de trazar perpendiculares el punto medio de la distancia entre las estaciones se dibuja líneas que unen las estaciones desde los puntos de altitud media. Calculando el área encerrada por cada estación y relacionándola con el área total, se sacan pesos relativos para cada pluviómetro y posteriormente el valor de la precipitación promedio se obtiene a partir de un promedio ponderado.

1.2.6.3 Métodos de las Isoyetas

Las isoyetas son contornos de igual altura de precipitación, que se calculan a partir de interpolación entre pluviómetros adyacentes. Las áreas entre isoyetas sucesivas son medidas que se multiplican por el promedio de precipitación entre las isoyetas adyacentes, el promedio total para el área es entonces la sumatoria de este producto entre el área total considerada. Este método tiene la ventaja que las isoyetas pueden ser trazadas para tener en cuenta efectos locales, y por ello es posiblemente el que mejor nos aproxima a la verdadera precipitación promedio del área.

1.2.7 VARIACIONES DE LA PRECIPITACION

La precipitación varía en el espacio y en el tiempo de acuerdo con el patrón general de la circulación atmosférica y con factores locales propios de cada región en particular. No obstante, en términos generales, se puede decir que las mayores precipitaciones ocurren cerca del Ecuador y tienden a disminuir cuando aumenta la latitud.

Uno de estos factores locales pueden ser las barreras orográficas que a menudo ejercen más influencia en el clima de una región que lo que la cercanía a una fuente de humedad hace. Estos factores climáticos y geográficos determinan la cantidad de humedad atmosférica sobre una región, la frecuencia y clase de tormentas producidas sobre ella y así su precipitación.

Un caso especial a analizar es el Fenómeno El Niño, que afecta vastas áreas continentales de Asia, Oceanía, Europa y América, y particularmente la costa Norte del Perú, incluyendo el departamento de Piura, y la costa ecuatoriana. Dichas anomalías es producto de causas esenciales meteorológicas como lo es el debilitamiento del Anticiclón del Pacífico Sur, lo que conlleva a que las aguas cálidas del norte fluyan hacia el sur en el área normalmente ocupada por el agua fría, y el desplazamiento hacia el sur de la Zona de Convergencia Intertropical, formada por los vientos alisios del sudeste y los que soplan del noreste; si a todo ello le sumamos la actividad convectiva tendremos las condiciones apropiadas para que se presenten lluvias torrenciales en todas las zonas directamente involucradas.

En el Perú las intensidades de la precipitación tienden a ser mayores en la sierra norte (partes altas de Piura), selva norte y Amazonía, y van decreciendo al llegar a la costa, tal como se puede observar en la figura 1.2. Vale la pena mencionar que lo anteriormente dicho es válido en condiciones normales, sin El Niño.

En cuanto a la variación con respecto al tiempo podemos mencionar que, aunque en ocasiones algunos registros pluviométricos lleven a pensar que existe un aumento ó disminución en la tendencia de los patrones de la precipitación, lo cierto es que ella tiende a volver a la media, ya que periodos extraordinariamente húmedos tienden a balancearse con periodos de sequía. Aunque no se descarta la posibilidad de realizar estudios más concisos que pueden llegar a demostrar lo contrario.

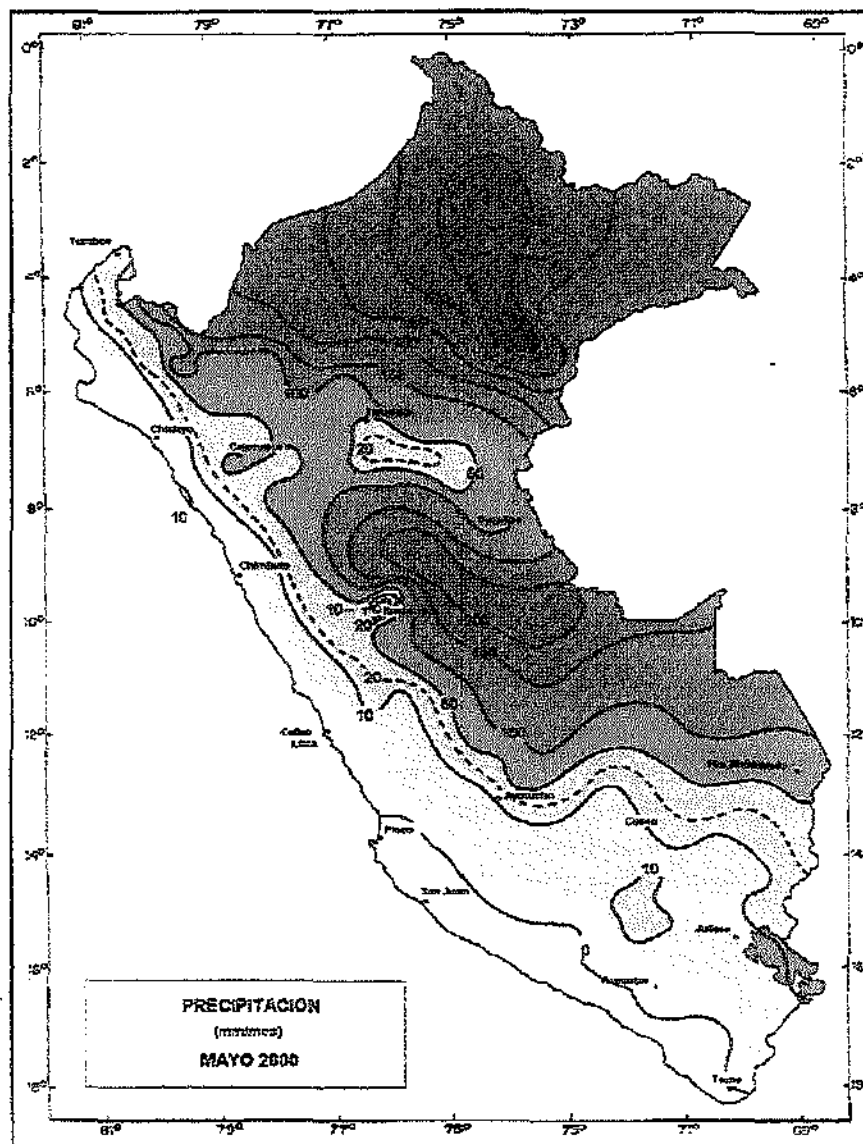


Figura 1.2 Isoyetas para Perú en el mes de mayo del 2000

Fuente SENAMHI

Por otro lado, a lo largo del año suelen existir periodos estacionales en los cuales la precipitación es mayor; para el caso de Piura se puede observar que la precipitación tiende a presentarse en los meses de verano.

La variación de la precipitación dentro de una tormenta es grande y depende de varios factores como son: la magnitud, la duración y el tipo de tormenta, por lo que no se puede aplicar un solo patrón para todos los casos.

Ardila (2001) obtuvo un mapa de isoyetas para el departamento de Piura con intensidades de una hora de duración para 10 años de periodo de retorno (figura 1.3). Dicha intensidades han sido obtenidas bajo condiciones de eventos de El Niño entre periodo 1973-1989 de diversas estaciones del departamento.

1.2.8 REDES DE MEDICION

Cuando se desea instalar una red de instalaciones para medir la precipitación, la pregunta que frecuentemente surge es la concerniente al número y tipos de medidores de lluvia que son necesarios para asegurar una evaluación más precisa de la precipitación caída. La respuesta a ello cabría señalar que para determinar la densidad de la red de trabajo, hay que tener en cuenta lo siguiente:

- El uso que se pretenda dar a los datos, ya que una red relativamente espaciada de estaciones podría ser suficiente para estudios de tormentas genéricas grandes o para la determinación de promedios anuales sobre grandes áreas planas, mientras que una red muy densa es requerida para determinar patrones de precipitaciones en las tormentas.
- El tipo de precipitaciones en la zona, afecta la densidad de la red de que si las precipitaciones son de origen frontal, la red puede ser menos densa con respecto a las del tipo convectivo, que por lo general son más puntuales.
- Los efectos orográficos, que generan mayores distorsiones en la precipitación que las que se puedan presentar en zonas planas, y por tanto necesitan de una red mucho más densa para su correcta evaluación.

La probabilidad que el centro de una tormenta sea registrado por un medidor varía con la densidad de la red de estaciones. Una red de trabajo deberá ser planeada para producir una imagen representativa de la distribución de la precipitación sobre el área. Por otro lado, existen consideraciones importantes relacionadas con el costo de la instalación y el mantenimiento de la red y la accesibilidad para el observador del sitio donde se encuentre ubicado el medidor.

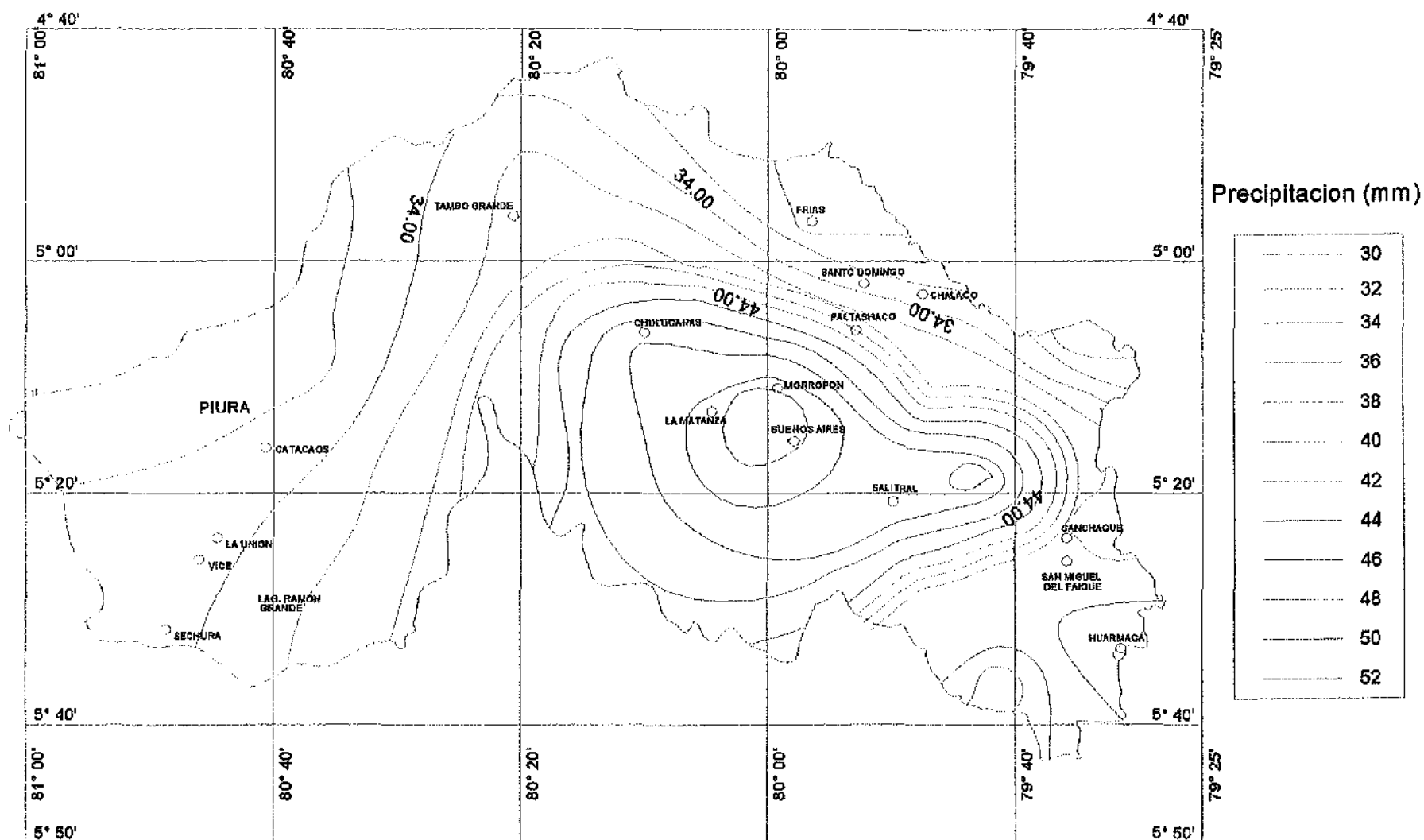


Figura 1.3 Mapa de Isoyetas para el departamento de Piura con Intensidades de una hora de duración para 10 años de periodo de retorno (Ardila, 2005)

Las siguientes densidades mínimas de las redes para medir precipitaciones han sido recomendadas por la Organización Meteorológica Mundial para propósitos hidrometeorológicos generales:

- Para regiones planas en zonas templadas, mediterráneas y tropicales, 600 a 900 km² por estación.
- Para regiones montañosas en zonas templadas, mediterráneas y tropicales, 100 a 250 km² por estación.
- Para pequeñas islas montañosas con precipitación irregular, 25 Km² por estación
- Para zonas áridas y polares, 1500 a 10000 Km² por estación.

1.3 TORMENTAS DE DISEÑO

Se entiende por tormenta al conjunto de lluvias de características bien definidas que obedecen a una misma perturbación meteorológica. De acuerdo a esta definición, una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aún días, pueden abarcar extensiones de terreno muy variables, desde pequeñas zonas hasta vastas regiones.

El análisis de las tormentas está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos al diseño de obras de ingeniería hidráulica. En efecto, las dimensiones de vastas obras dependen principalmente de la intensidad que tengan las tormentas y de la frecuencia con que ellas se presenten en el lugar para el que se está diseñando la obra. Quiere decir entonces, que debemos determinar una intensidad por unidad de tiempo y una duración crítica de la tormenta para determinar las dimensiones de la obra, así como debemos definir la probabilidad de ocurrencia o la frecuencia con que se presentará la tormenta definida por su Intensidad y duración. Esto último determina el coeficiente de seguridad que se da a la obra o su vida útil.

Se entiende que sería deseable diseñar una obra para la tormenta de máxima intensidad y de una duración indefinida, pero esto significa grandes dimensiones de la misma y lógicamente hay un límite después del cual los gastos ya no compensan el riesgo que se pretende cubrir.

Entonces, en la práctica no se busca una protección absoluta sino la defensa contra una tormenta de características bien definidas o de una determinada probabilidad de ocurrencia.

De lo anteriormente expuesto, se deduce que el análisis de tormentas es necesario principalmente en los últimos estudios de drenaje, para el dimensionamiento de alcantarillas, filtros, tuberías y otras obras; en el diseño de represas, para la estimación de la descarga máxima que debe pasar por el aliviadero; y otros.

1.4 METODOLOGÍA DE TRABAJO PARA DETERMINACION DE INTENSIDAD DE DISEÑO (Fariás, 2005)

A continuación se expone la metodología de trabajo según la concepción del trabajo a ser evaluado para la obtención de resultados hidrológicos.

Para determinar la intensidad de diseño a aplicar en cada caso se debe contar con las curvas IDF de la zona, las mismas que se obtienen pasando por las siguientes actividades:

1.4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA DE LA ZONA

Es necesario contar con bandas pluviográficas de las tormentas ocurridas en la zona durante un periodo razonablemente largo. De no tenerse información pluviográfica completa se puede recurrir a información pluviométrica realizando las debidas correlaciones para completar los registros pluviográficos.

1.4.2 SELECCIÓN DE LAS MÁXIMAS TORMENTAS ANUALES

De la información pluviográfica recopilada se han de seleccionar las dos o tres mayores tormentas de cada año con su condición crítica, para su análisis correspondiente y determinación de las intensidades máximas.

1.4.3 ANÁLISIS DE TORMENTAS

Se requiere calcular la intensidad máxima para periodos de duración diferentes de la precipitación. A mayor duración considerada menor es la intensidad de la lluvia. Lo que interesa es determinar, para cada tormenta, las intensidades máximas para determinados periodos de duración, por ejemplo 5, 10, 30, 60, 120, 240 minutos, etc.

A continuación se precisan algunos conceptos y se explica la metodología seguida:

1.4.3.1 Elementos fundamentales del análisis de las tormentas

Durante del análisis de las tormentas hay que considerar los siguientes aspectos:

a) La intensidad

Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta es la intensidad máxima que se haya presentado. Es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto, la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_m = \frac{P}{t} \quad (1.1)$$

Donde:

- i_m = intensidad máxima en mm/hr.
 P = precipitación en altura de agua en mm.
 t = tiempo en horas.

b) La duración

Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el final de la tormenta. Aquí conviene definir el periodo de duración considerado que es un determinado periodo de tiempo tomado en minutos u horas, dentro del tiempo total que dura la tormenta. Tienen mucha importancia porque las intensidades máximas siempre van asociadas a una duración determinada.

Ambos parámetros se obtienen de un pluviograma o banda pluviográfica, tal como se muestra en la figura 1.4 que se obtiene de las estaciones pluviográficas.

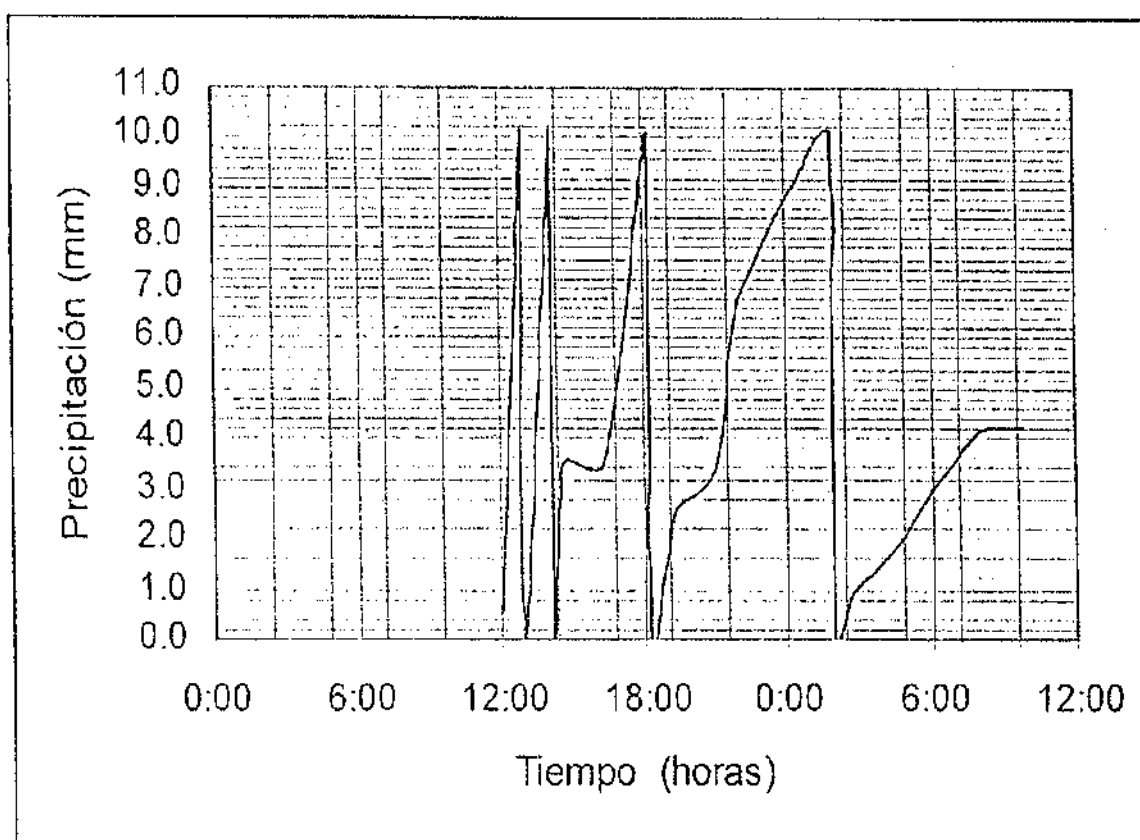


Figura 1.4. Ejemplo de una banda pluviográfica

c) La frecuencia

Es el número de veces que se repite en una tormenta de características de intensidad y duración definida en un periodo más o menos largo, tomados generalmente, en años. Estos datos observados se asocian a modelos probabilísticos generando la probabilidad de ocurrencia de esa tormenta. Así, se puede decir, por ejemplo, que para tal localidad podría presentarse una tormenta de intensidad máxima igual a 56 mm/hr con una duración de 30 min. cada 10 años.

1.4.3.2 Otras definiciones

a) Punto hidráulicamente más lejano

Se denomina así a un punto de la cuenca tal que dada sus condiciones de distancia y pendiente es el último en drenar sus aguas hasta la salida de la cuenca. De dos puntos ubicados a una misma distancia de la salida, drenará más lento aquel ubicado a menor altitud, porque la pendiente de su recorrido es menor.

b) Tiempo de concentración

Es aquel tiempo en el cual la gota ubicada en el punto hidráulicamente más lejano llega a la salida de la cuenca. Este tiempo de concentración puede variar desde unos pocos minutos hasta una o más horas, dependiendo fundamentalmente de las condiciones fisiográficas de la cuenca.

c) Intensidad máxima

Se considera que la intensidad máxima que es la relación $i_m = dP/dt$, entonces esta intensidad máxima depende de la magnitud de dt . A mayor periodo de duración, mayor intensidad por unidad de tiempo é inversamente a menor periodo de duración mayor intensidad. Por tanto, las lluvias que ocasionan la descarga máxima en una cuenca son aquellas cuya duración es igual al tiempo de concentración.

1.4.3.3 Análisis de una tormenta registrada por un pluviograma

El análisis de una tormenta consta de:

a) Discretización

Consiste en la identificación y marcado en el pluviograma de los puntos correspondientes a los momentos que la intensidad de la lluvia a cambiado, pasando de una gráfica continua a una de intervalos de tiempo con intensidad constante (pendiente uniforme).

b) Tabulación

Consiste en la construcción de una tabla con los puntos identificados registrando lo siguiente:

- Hora, corresponde a la hora en que la precipitación cambia la intensidad, está indicada en el eje de abscisas.
- Lluvia acumulada, corresponde a la lluvia registrada en las ordenadas del pluviograma.
- Intervalo de tiempo o tiempo parcial, es el tiempo en minutos que ha transcurrido entre estos cambios de intensidad.
- Lluvia parcial, es la lluvia caída en el intervalo de tiempo analizada.
- Intensidad, se obtiene por el cociente entre la lluvia parcial y el tiempo parcial.

c) Cálculo

Se procede a calcular la intensidad máxima para periodos de duración diferentes. A mayor duración considerada menor es la intensidad de la lluvia. Lo que interesa es determinar, para cada tormenta, las intensidades máximas para determinar periodos de duración, por ejemplo, 5, 10, 30, 60, 120, 240 minutos. Esto se realiza por inspección de la tabla construida en el paso anterior, analizando todas las posibilidades y tomando intervalos de tiempo consecutivos.

1.4.4 DETERMINACIÓN DE SERIES DE INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES

De los valores obtenidos de intensidades máximas por duración para las tormentas analizadas de cada año se eligen los valores máximos para generar series de valores máximos.

1.4.5 RELACIONES IDF EN BASE A MODELOS PROBABILÍSTICOS

Es necesario analizar estadísticamente cada una de las series de intensidades máximas por duración aplicando modelos y determinando los valores correspondientes para duraciones y periodos de retorno específicos.

1.4.5.1 Presentación de las relaciones IDF

Los valores así obtenidos dan los elementos de juicio básicos para la realización de cálculos previo al diseño de obras de ingeniería hidráulica. Por eso conviene representar estos valores en una forma manejable y de fácil lectura con el fin de poder interpolar valores que no se encuentran en la tabla. Esto se consigue mediante dos métodos.

a) Curvas IDF

Construcción de gráficos llamado familias de curvas de duración – intensidad – frecuencia (IDF), que nos permiten saber, por ejemplo, cual será el valor de la intensidad máxima para 60 minutos de duración que se presente con una frecuencia de cada año, o cada 10 años, o cada cualquier otro periodo de tiempo. Las curvas IDF son de mayor difusión y empleo.

b) Formulas empíricas

Es frecuente el empleo de fórmulas empíricas que tienen la forma:

$$i_m = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (1.2)$$

Donde:

i_m = intensidad máxima.

t = duración.

a, b, c = constantes que dependen del lugar de estudio.

1.4.5.2 Modelos teóricos empleados

Los modelos probabilísticos aplicados para alcanzar estos fines fueron el de Gumbel o valores extremos tipo I y el log-normal de tres parámetros.

a) Modelo Gumbel o VEI

Según este modelo, la probabilidad de la variable de no exceder un cierto valor viene dada por:

$$P_{\text{no exc}} = e^{-e^{-(x-u)/a}} \quad (1.3)$$

Donde a y u son los parámetros del modelo, y se determinan con: $u = x - a \cdot y_n$ y $a = S_x / S_n$ y a su vez, y_n y s_x , son valores obtenidos de la tabla correspondiente en función del tamaño de la muestra.

b) Modelo Log-Normal de tres parámetros

Según este modelo probabilístico, la variable aleatoria " x " tiene una distribución log-normal de tres parámetros cuando se cumple que una variable auxiliar " y " tiene una distribución normal, tal que:

$$y = \ln(x - a) \quad (1.4)$$

con parámetros: $u = \ln(x - a)$, $\sigma = \sigma_{\ln(x-a)}$ y a ; donde a es un valor constante que hace que la distribución sea simétrica (coeficiente de simetría = 0).

c) Bondad de ajuste

A los modelos ajustados se les debe realizar una prueba de bondad de ajuste, que es una prueba de hipótesis probabilística que permiten rechazar el modelo si es que los valores registrados difieren mucho de los valores teóricos apropiados al modelo. La prueba a utilizar es la de Chi Cuadrado (X^2).

1.5 RESULTADOS OBTENIDOS: CURVAS IDF

Vegas (2005), obtuvo curvas IDF para la ciudad de Piura de una data comprendida entre 1964 – 2003. Dichos resultados obtenidos se muestran en la tabla 1.1 y en la figura 1.5 siguientes:

Tabla 1.1 Intensidades (mm/hr) para diferentes periodos de retorno (años) y duraciones (min) en Piura. Periodo entre los años 1964 – 2003

Tr	5	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
2	16.7	15.2	13.8	11.5	8.2	5.4	4.0	2.3	1.3	0.7
5	31.1	29.3	28.0	24.3	18.9	13.2	10.4	6.3	3.5	1.9
10	42.9	41.3	40.5	36.3	30.1	21.5	17.6	11.0	6.1	3.2
20	55.9	54.8	54.9	50.7	44.4	32.5	27.4	17.4	9.8	5.1
25	60.4	60.4	60.0	56.0	49.7	36.7	31.1	19.9	11.3	5.9
50	77.4	77.4	77.4	74.2	69.1	51.9	45.0	29.4	16.7	8.6
100	97.3	97.3	97.3	95.8	93.0	71.1	62.8	41.7	23.9	12.3

Fuente: Vegas (2005)

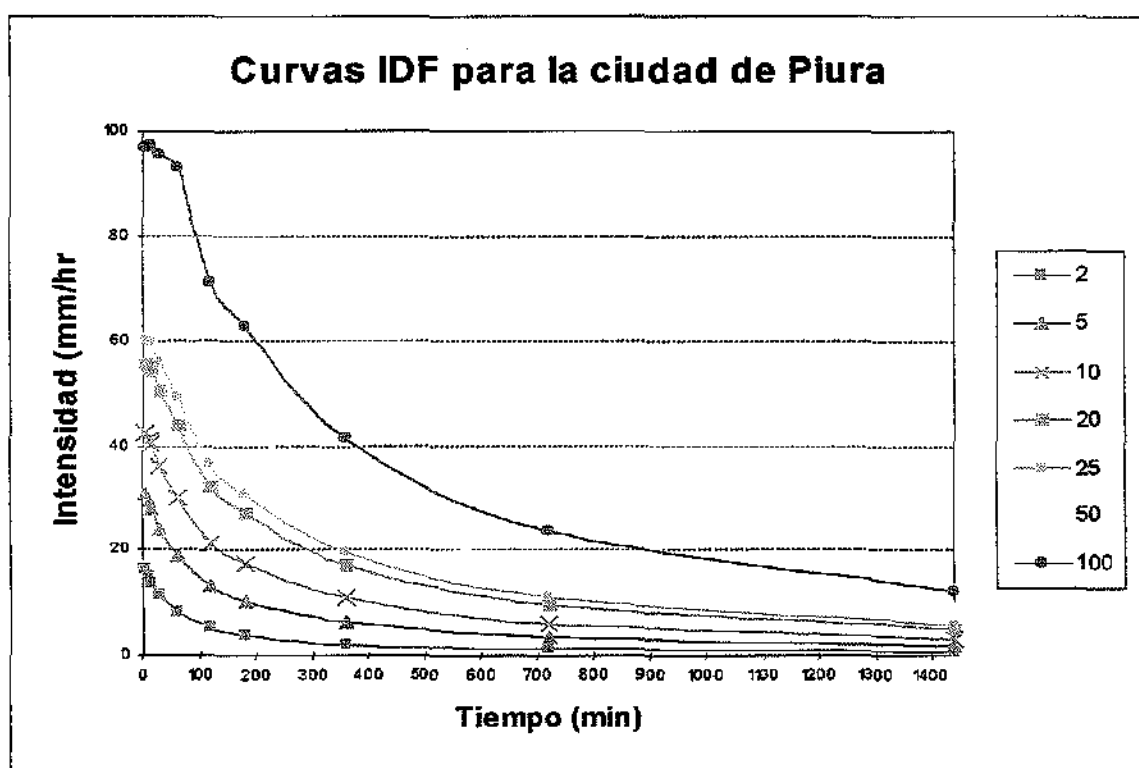


Figura 1.5 Curvas IDF para la ciudad de Piura. Periodo 1694 – 2003
Fuente: Vegas (2005).

Con el fin de hacer uso de manera más eficiente de las relaciones IDF, suelen determinarse las ecuaciones que rigen cada una de las curvas IDF, de la forma indicada en la fórmula 1.2, correspondiente a los diferentes periodos de retorno, donde el tiempo de duración se ingresa en minutos y la intensidad se obtiene en mm/hr. Para el caso de 10 años y 25 años de periodo de retorno viene dado por:

$$i_{10} = \frac{6047.23}{(t + 119.89)^{1.024}} \quad (1.5)$$

$$i_{25} = \frac{25132.67}{(t + 193.6)^{1.1307}} \quad (1.6)$$

De la tabla 1.1 (Vegas, 2005), para una hora de duración como será considerada posteriormente en el diseño, la intensidad para un periodo de retorno de 10 y 25 años respectivamente para la ciudad de Piura están dadas por:

$$i_{10} = 30.10 \text{ mm/hr}$$

$$i_{25} = 49.70 \text{ mm/hr}$$

Dichos valores pueden ser obtenidos igualmente de las ecuaciones 1.5 y 1.6 respectivamente.

De la figura 1.3 (Ardila, 2001), que es dada para sólo 10 años de periodo de retorno, se puede ver que la intensidad de 1 hora de duración para 10 años de periodo de retorno está dado por:

$$i_{10} = 34.00 \text{ mm/hr}$$

Conclusión

Para nuestro caso, en Piura – Perú, en particular de acuerdo a la importancia de la obra, obra de pavimentación (30 años de vida útil), hemos creído conveniente tomar periodo de retorno de 25 años. Por lo tanto, la intensidad de diseño a escoger será la obtenida por Sara Vegas para 25 años de periodo de retorno:

$$i_{25} = 49.70 \text{ mm/hr}$$

Capítulo II

REVISION DE CONCEPTOS BASICOS Y CRITERIOS GENERALES SOBRE EL DISEÑO DE SUBDRENAJE DE PAVIMENTOS

2.1 CONDICIONES GENERALES EN PAVIMENTOS

El proceso mediante el cual el agua de infiltración superficial o agua de filtración subterránea es removida de los suelos y rocas por medios naturales o artificiales, se llama drenaje; siendo uno de los factores más importantes a ser considerados en el diseño de pavimentos.

Hasta hace algunos años atrás, el factor drenaje no había recibido una atención adecuada. Se tenía el malentendido que si el diseño estructural del pavimento se consideraba en condiciones saturadas no se debía contemplar un buen drenaje, concepto que puede haber sido cierto antiguamente, cuando la carga y volumen del tráfico eran pequeños. Conforme el peso y número de carga por eje aumentan, el agua puede causar más daño a los pavimentos, tales como bombeo y degradación de los materiales del mismo, y también otros daños como la pérdida de resistencia al corte.

Teóricamente, no se requería un sistema de drenaje interno si la infiltración hacia dentro del pavimento era más pequeña que la capacidad de drenaje de la base, subbase, y subrasante. Debido a que la infiltración y la capacidad de drenaje varían mucho y son difíciles de estimar, se sugiere que se empleen capas de drenaje adicionales para todo pavimento importante.

2.1.1 EFECTOS PERJUDICIALES DEL AGUA

El agua ingresa a la estructura del pavimento bien sea como infiltración a través de las grietas, juntas, superficie de pavimento y bermas, o como agua subterránea proveniente de un alto nivel freático, acuíferos interrumpidos y manantiales localizados.

Los efectos perjudiciales del agua, cuando ingresan en la estructura del pavimento, pueden ser resumidos como sigue:

1. Se reduce la resistencia de los materiales granulares y del suelo de la subrasante.
2. Se causa bombeo de los pavimentos de concreto con la subsiguiente falla, grieta y deterioro general de la berma.
3. Con la alta presión hidrodinámica generada por el movimiento del tráfico, podría también ocurrir el bombeo de los finos en la capa de base de los pavimentos flexibles, con la resultante pérdida de soporte.
4. El agua causa levantamientos diferenciales sobre suelos expansivos.
5. Los continuos contactos con el agua producen el desgaste de la mezcla asfáltica en pavimentos flexibles y la durabilidad o agrietamiento "D" del concreto en pavimentos rígidos.

2.1.2 MOVIMIENTO DEL AGUA

El movimiento del agua en la estructura del pavimento puede ser causada por gravedad, por acción capilar, presiones de vapor o una combinación de las anteriores.

El flujo en materiales granulares es básicamente por gravedad, mientras que en suelos de grano fino es mayormente por acción capilar. En ausencia de flujos por gravedad y capilaridad, el agua se mueve primariamente en la fase vapor debido a la diferencia en las presiones de vapor existentes.

El movimiento de agua por gravedad obedece a la ley de Darcy de flujos saturados; donde la velocidad de descarga no es la velocidad de filtración real a través de los poros, sino una velocidad imaginaria la cual es usada para el cálculo del flujo de descarga.

La ley de Darcy puede usarse en conjunto con la ecuación de continuidad para formar la ecuación diferencial de gobierno de flujo de agua subterránea. Una forma conveniente y práctica para resolver la ecuación es dibujando las redes de flujo como fue ilustrado por Cedergren (1977). En muchos casos simples encontrados en el diseño de drenaje, la ley de Darcy puede aplicarse directamente para determinar la cantidad de filtración.

En la medida que más áreas estén abiertas al flujo en la base o subbase, la cantidad de infiltración aumenta. Por tanto, el uso de la ley de Darcy para el diseño de drenaje que asume las líneas de flujo verticales estará en el lado conservador.

2.1.3 MÉTODOS PARA CONTROLAR EL AGUA EN PAVIMENTOS

Los efectos perjudiciales del agua sobre pavimentos pueden minimizarse previniendo su ingreso al pavimento, proveyendo drenaje para removerla rápidamente o construyendo el pavimento suficientemente fuerte para resistir el efecto combinado de carga y agua.

2.1.3.1 Prevención

Para prevenir que el agua ingrese a la estructura del pavimento se requiere la retención del agua subterránea y el sellado de la superficie del pavimento.

Los efectos perjudiciales del agua subterránea han sido bien documentados y los ingenieros de carreteras han prestado considerable atención para retenerla. Menor atención se le ha dado al sellado de la superficie para evitar la infiltración de la lluvia y derretido de nieve. Como resultado, una considerable cantidad de agua a menudo ingresa a la estructura del pavimento.

Debido a que la prevención completa no es posible durante la vida útil del pavimento, podría ser necesaria la instalación de un sistema de drenaje interno para remover el agua.

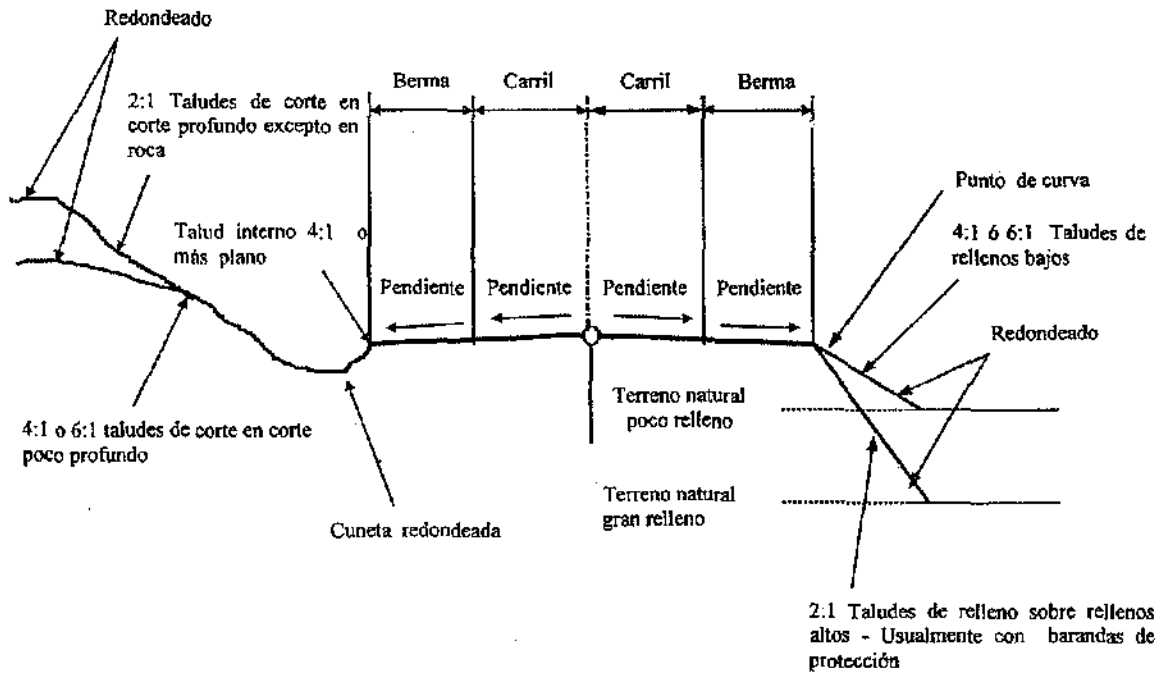
Para minimizar la infiltración del agua superficial hacia dentro del pavimento siempre se requiere, un buen drenaje superficial. La figura 2.1 muestra una sección transversal típica para una carretera de 2 carriles y una de múltiples carriles. Para facilitar el drenaje superficial, se introdujeron pendientes transversales en todas las secciones tangentes del camino. Excepto donde la sobre-elevación de las curvas dirige toda el agua hacia el interior, las carreteras de dos carriles usualmente tienen cada carril inclinado en una dirección diferente. Para hacer más fácil el manejo del vehículo, cada mitad de una carretera dividida se inclina individualmente; usualmente con los bordes exteriores más bajo que los bordes interiores.

En la tabla 2.1 se muestra las pendientes transversales de pavimentos, bermas, y cunetas.

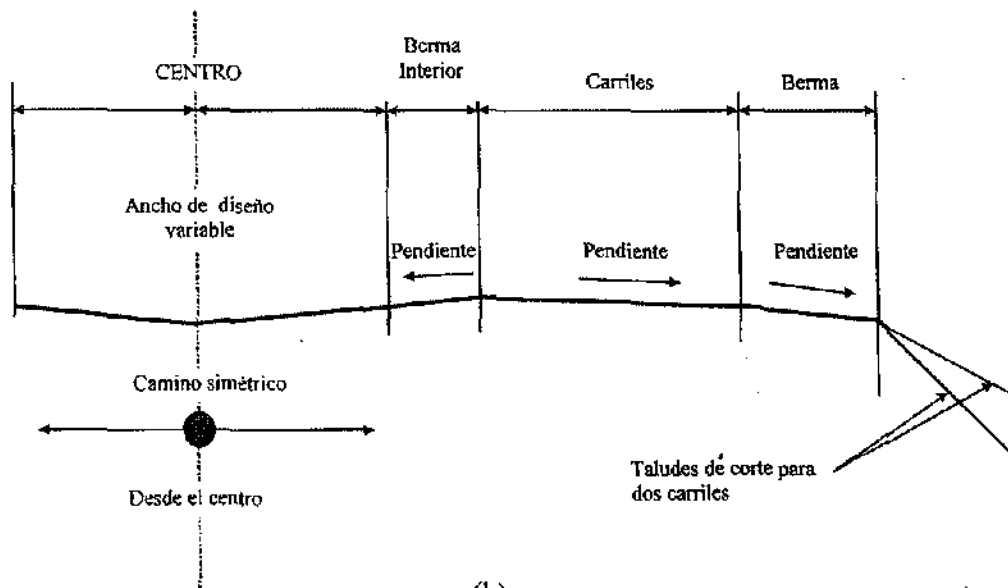
Tabla 2.1 Pendientes transversales de pavimentos, bermas y cunetas
(Huang, 1993)

Característica	Pavimento	Berma	Cuneta
Pendiente (pulg/pie)	3/16-3/8	3/8-3/4	3-6
Pendiente (cm/m)	1.56-3.12	3.12-6.25	24.99-49.98
Pendiente (%)	1.56-3.12	3.12-6.25	24.99-49.98

Nota. 1pulg/pie = 8.33 cm/m.



(a)



(b)

Figura 2.1 Secciones transversales de carreteras típicas (Según Huang 1993)

2.1.3.2 Remoción

Si el agua ingresa a la estructura del pavimento tanto por infiltración o a través del agua subterránea, debe removerse rápidamente antes que pueda iniciarse cualquier daño. Tres instalaciones diferentes de drenaje, individualmente o en combinación se usan muy frecuentemente para el diseño de pavimentos: capa o manto de drenaje, dren longitudinal y dren transversal.

La figura 2.2 muestra un manto de drenaje para detener la infiltración superficial. El manto de drenaje puede terminarse con drenes longitudinales y tuberías de salida, como se muestra en (a), o puede terminarse en la cara del talud al extenderse, como se muestra en (b).

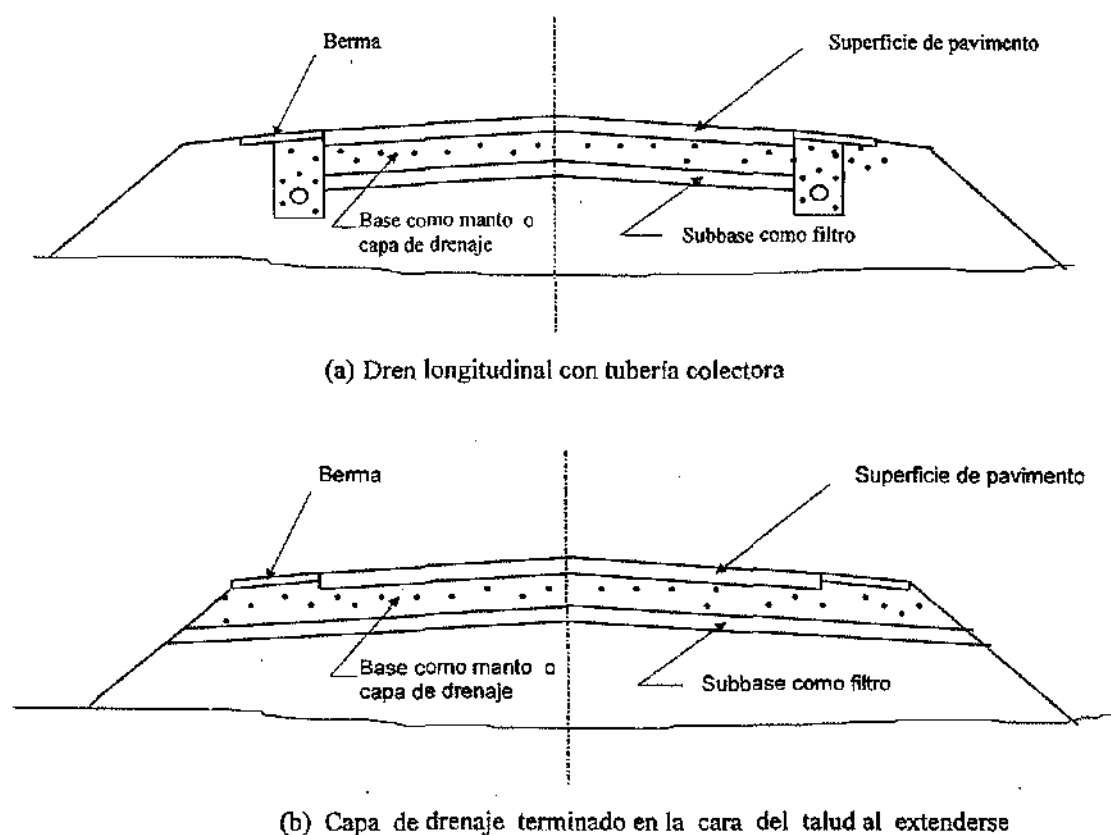


Figura 2.2 Manto de drenaje con un dren longitudinal alternativo

Los materiales circundantes a la capa de drenaje y al dren longitudinal deben cumplir con el criterio de filtro (a discutirse más adelante). El uso de drenes longitudinales es más confiable y puede ser aún más económico que la extensión del manto. La extensión del manto tiene como desventaja: la exposición a la contaminación y la obstrucción de la salida en las caras del talud durante las operaciones de construcción y mantenimiento; el menor gradiente hidráulico causado por el mayor ancho del manto; y la posibilidad de llevar agua desde el lado de la cuneta lateral a la estructura del pavimento, en vez de llevarla desde la estructura del pavimento hacia la cuneta lateral.

Los drenes longitudinales consisten en zanjas rellenas de material drenante, adecuadamente compactado, en el fondo de las cuales generalmente se disponen tubos drenantes, (perforados, de material poroso, o con juntas abiertas), y que, normalmente tras un relleno localizado de tierras, se aíslan de las aguas superficiales por una capa impermeable que sella su parte superior. A veces se omiten los tubos de drenaje, en cuyo caso la parte inferior de la zanja queda completamente rellena de material drenante, constituyendo un dren ciego o dren francés. Sin embargo, normalmente se usan tuberías porque pueden acomodarse a grandes flujos y por lo tanto reducir las dimensiones de los drenes franceses requeridos.

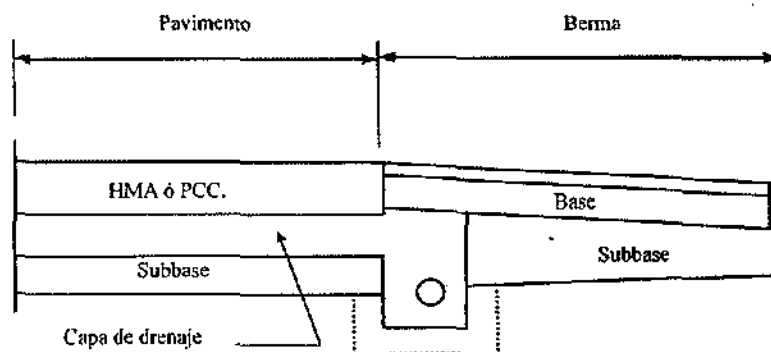
Cuando exista peligro de migración del suelo, que rodea la zanja hacia el interior de la misma, se deberá disponer de un filtro normalmente geotextil, protegiendo el material drenante. Su ejecución incluye normalmente las operaciones siguientes:

- Excavación.
- Ejecución del lecho de asiento de la tubería y, en su caso, disposición del filtro geotextil.
- Colocación de la tubería.
- Colocación y compactación del material drenante.
- Relleno de tierras de la parte superior de la zanja, en su caso.
- Impermeabilización de la parte superior de la zanja.

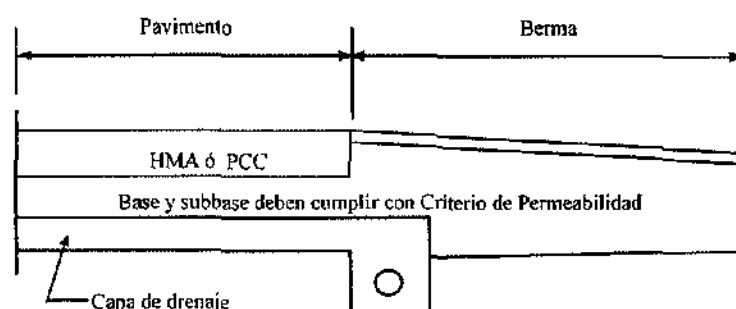
La figura 2.3 muestra la ubicación de capa de drenaje en una estructura de pavimento. En (a) el estrato de base es usado como una capa de drenaje y satisface ambos requerimientos: de resistencia para un estrato de base y de permeabilidad para una capa de drenaje. En (b), la capa de drenaje es colocada sobre la parte superior de la subrasante, bien sea como una capa adicional no considerada en el diseño del espesor o como una parte de la subbase.

La colocación de la capa de drenaje directamente bajo el pavimento de concreto (PCC) o pavimento de mezcla asfáltica en caliente (HMA) es preferible porque el agua puede drenarse hacia afuera más rápidamente, eliminando cualquier posibilidad de bombeo que pueda ocurrir. Sin embargo, tiene la desventaja de que la deficiencia de finos en la capa de drenaje pueda causar problemas de estabilidad y que el agua de la subbase no pueda drenar prontamente hacia la capa de drenaje. Si la capa de drenaje se coloca sobre la parte superior de la subrasante, la permeabilidad de la base y subbase deben ser mayores que la tasa de infiltración, de tal manera que el agua pueda fluir libremente hacia la capa de drenaje.

Una posibilidad adicional es colocar una capa de rodadura que sea drenante, la cual puede apoyarse sobre una base del mismo tipo.



(a) Base como capa de drenaje



(b) Capa de drenaje debajo de la Subbase o como parte de la Subbase

Figura 2.3 Ubicación de las capas de drenaje y filtros, detallado por Ridgeway en 1982 (Huang, 1993).

La figura 2.4 muestra el uso de drenes longitudinales paralelos al camino para disminuir el nivel freático. Si la dirección general del flujo de agua es paralela al camino, tal como cuando el camino es cortado más o menos perpendicular a las curvas de nivel existentes, entonces los drenes transversales pueden ser más efectivos en interrumpir el flujo.

Las zanjas de drenes longitudinales fueron usadas en estados de Norte América como Arkansas, Florida, Lousiana, y Nuevo México (EE.UU) para mejorar el drenaje de los pavimentos rígidos existentes (Huang, 1993). La zanja fue colocada adyacente al pavimento de concreto y es por lo tanto llamado un dren de borde. Usando diseños similares con zanja de drenes y tuberías colectoras, dichos estados reportaron que los drenes de borde pueden remover el agua satisfactoriamente y son de un costo efectivo razonable. Una estadística de la performance de drenes de borde de 5 años de edad que representan 192 Km en Lousiana indicaron que el 75% del sistema continuaba proveyendo un drenaje de moderado a rápido y el 25% restante experimentó obstrucción de los bordes de las tuberías de salida laterales. La mayor parte de los laterales obstruidos comenzaban a drenar luego de ser limpiados, indicando que no había problemas importantes en el drenaje de agua desde las zanjas. Todos estos pavimentos contienen bases tratadas con cemento.

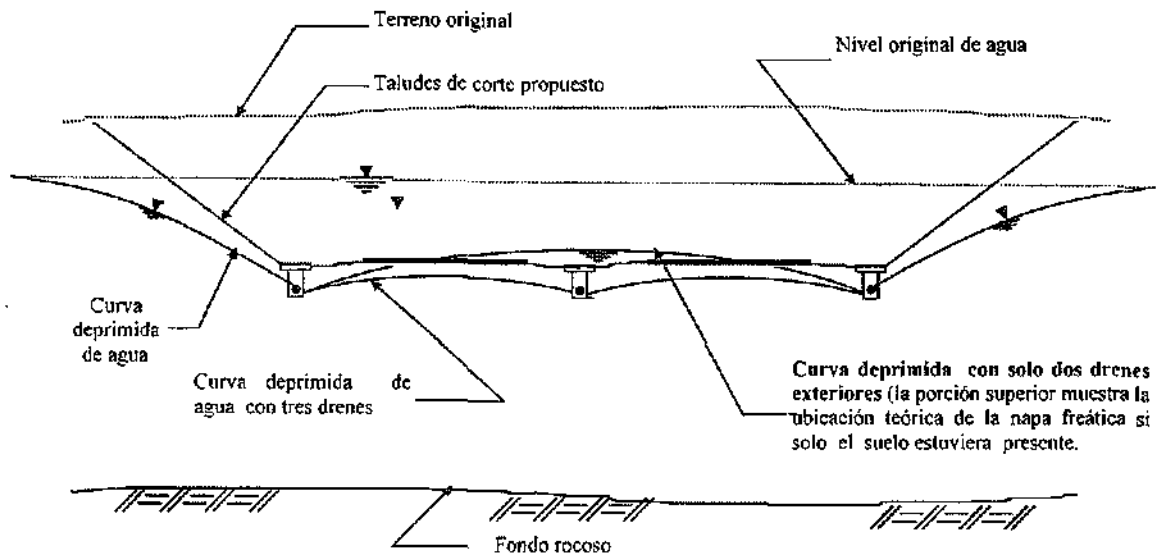


Figura 2.4 Drenes longitudinales para bajar el nivel de agua, detallado por Moulton en 1980 (Huang, 1993).

2.1.3.3 Secciones de pavimento de mayor espesor

El uso de mayores espesores de pavimento de mezcla asfáltica en caliente (HMA) o de pavimentos de concreto (PCC) pueden reducir grandemente la presión hidrodinámica y sus efectos perjudiciales. Existen experiencias en Norteamérica de que este sistema funciona con un 75% de confiabilidad.

2.2 MATERIALES DE DRENAJE EN PAVIMENTOS

Los materiales de drenaje incluyen agregados, geotextiles, y tuberías, utilizándose de la siguiente manera:

- Los agregados pueden usarse como capas de drenaje y drenes franceses o como materiales de filtro para sus protecciones.
- Los geotextiles son usados principalmente para reemplazar agregados como filtros.
- Las tuberías pueden ser perforadas, ranuradas o de junta abierta siendo colocadas dentro de los drenes franceses para recolectar agua. Las tuberías también pueden ser de tipo convencional para conducir el agua lateralmente.

2.2.1 AGREGADOS

Los agregados a ser usados como capa de drenaje y drenes Franceses deben consistir de materiales íntegros, limpios y de gradación abierta. Ellos deben tener una alta

permeabilidad para hacer cómodo el libre paso de agua y deben protegerse de la obstrucción por medio de un filtro.

2.2.1.1 Requisitos básicos de agregados en filtros y drenes

Los filtros y los drenes pueden suministrar seguridad permanente contra las acciones destructoras de la infiltración y del agua subterránea; sin embargo, ciertos requisitos fundamentales deben ser estrictamente cumplidos. Si los filtros y los drenes han de servir para estos propósitos, los agregados usados en su construcción deben tener correcta gradación y deben ser manipulados y colocados con cuidado para evitar la contaminación y segregación. También deben estar bien compactados para reducir las posibilidades de cambios localizados en la gradación ocurrida por la caída de partículas finas a través de espacios vacíos. Se exige un estricto control en la producción, manipulación, y colocación de los materiales, ya que aún tratándose de una sola porción inadecuadamente construida en un filtro, ésta puede conducir a una falla. Muchos de los problemas asociados con el diseño de filtros adecuados y de los drenes aparecen por las necesidades de satisfacer dos requisitos conflictivos:

a) Requisito de la tubificación u obstrucción (piping o clogging)

Huang (1993) llama al criterio de la tubificación, el criterio de la obstrucción ("clogging") y lo enuncia de la siguiente manera: **El material de filtro debe ser suficientemente fino para prevenir que el material más fino adyacente migre o tubifique hacia dentro del material de filtro**

Cedergren (1990) llama a este criterio de la tubificación ("piping") y lo enuncia como: **Los espacios de los poros en los drenes y en los filtros que están en contacto con suelos y rocas erosionables deben ser lo suficientemente pequeños para prevenir o evitar que las partículas sean lavadas hacia dentro o a través de ellos.**

b) Requisito de la permeabilidad (permeability)

Huang en 1993 enunció este criterio de la siguiente manera: **El material de filtro debe ser suficientemente grueso para transportar el agua sin ninguna resistencia significativa.**

Cedergren (1990) anunció este criterio como: **Los espacios de los poros en los drenes y en los filtros deben ser lo suficientemente grandes para otorgar suficiente permeabilidad que permita a la filtración desplazarse libremente y así suministrar un alto grado de control sobre las fuerzas de filtración y las presiones hidrostáticas.**

Cuando pequeñas cantidades de filtración han de ser removidas, una sola capa de material moderadamente permeable y de buena gradación que satisfaga estos requerimientos pueden servir para los roles de filtro y de dren. Pero, cuando grandes cantidades de filtración han de ser removidas, usualmente se necesita una fina capa de filtro para la prevención de la tubificación y una capa gruesa se necesita para la remoción del agua. Tales sistemas son llamados filtros graduados y pueden contener más de dos capas. Otros filtros se cubren con cargas especiales para impedir el levantamiento de las fuerzas de filtración, llamados filtros cargados o filtros pesados.

2.2.1.2 Prevención de la tubificación o erosión interna

Para prevenir la tubificación, los terrenos y rocas erosionables que contengan agua nunca deben estar en contacto directo con pasajes más grandes que algunos de los suelos más gruesos o partículas de rocas.

En la naturaleza, las fallas de tubificación a menudo se exhiben por hundimientos que se forman en tierras áridas y semiáridas cuando la arena fina, limo, loes, arcilla, etc. son lavadas hacia dentro de tubos subterráneos o rajaduras. Parker en 1963 señaló que la tubificación es un importante agente geomórfico en el desarrollo de las formas de la tierra en los suelos secos (Cedergren 1990).

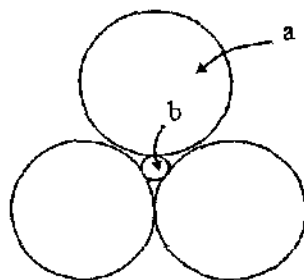
Muchos trabajos de Ingeniería producen grandes gradientes hidráulicos que conducen a la tubificación. Cuando los desagües son construidos bajo la napa freática en arena o limo erosionable, las juntas deben ser meticulosamente selladas, de otra manera es muy probable que ocurra una seria infiltración.

Cuando se requieren filtros y drenes para el control de filtración y del agua subterránea con relación a las estructuras, deberían tener un alto grado de resistencia a la tubificación.

Gradación de los agregados de drenaje para controlar la tubificación

Para impedir el movimiento de suelos y rocas erosionables hacia dentro o a través de filtros, los espacios del poro entre las partículas del filtro deberían ser lo suficientemente pequeñas para detener algunas de las partículas más grandes de los materiales protegidos en el lugar.

Taylor en 1948 mostró que si tres esferas perfectas tienen diámetros mayores que seis veces y medio el diámetro de una esfera más pequeña (fig. 2.5a), las esferas más pequeñas pueden moverse a través de las más grandes. Los suelos y los agregados están siempre compuestos por diferentes tamaños de partículas, y si los espacios de los poros en los filtros son lo suficientemente pequeños para retener el 85% de tamaño (D_{85}) de los suelos adyacentes en el lugar, las partículas del suelo más finas también serán mantenidas en el lugar (fig. 2.5b). Las excepciones son los suelos graduados con brecha y las mezclas de suelos y rocas (Cedergren, 1990).



(a) partícula esférica b que podría pasar a través de los espacios porosos entre tres esferas mayores a, cuando el diámetro de estas es seis veces y medio mayor que el diámetro de aquella esfera menor b (Taylor 1948).

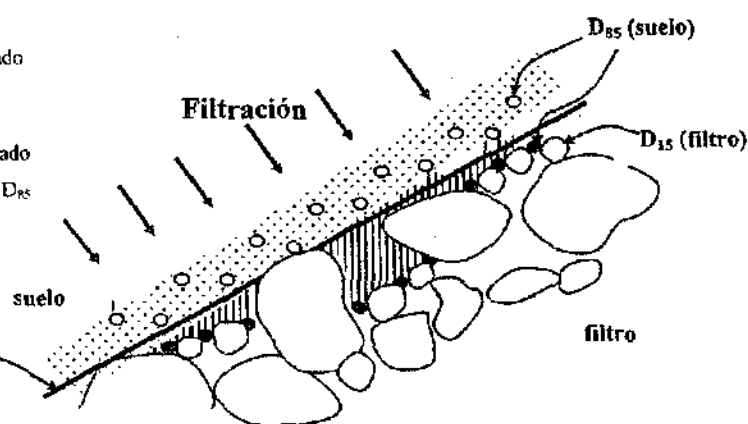
LEYENDA

= dentro del lugar del suelo

• = D_{85} partícula de suelo atrapado en el filtro.

= Suelo que se ha desplazado hacia dentro del filtro, con D_{85} de tamaño de partícula.

Frontera nominal antes de estabilización bajo la filtración



(b) Condición para una frontera entre un suelo y un filtro protegido

Figura 2.5 Ilustración de la prevención de tubificación para filtros.

Bertram en 1940, con el asesoramiento de Terzaghi y Casagrande, hizo investigaciones de laboratorio en la Escuela de Graduados en Ingeniería, de la Universidad de Harvard, para estudiar los criterios del filtro que habían sido sugeridos por Terzaghi, quien estableció la validez del criterio para el diseño del filtro mostrado en la ecuación 2.1 (Huang, 1993).

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 4 \quad \text{a} \quad 5 \leq \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ suelo}} \quad (2.1)$$

Donde:

D_{15} y D_{85} = tamaño de grano correspondientes al 15 y 85% del material que pasa respectivamente, y puede obtenerse de la curva granulométrica de cada material.

a) Criterio 1: De tubificación o erosión interna

La mitad de la izquierda de la ecuación 2.1, correspondiente a este criterio, puede ser enunciada como sigue:

El 15% del tamaño (D_{15}) del material del filtro no debe ser más de 4 ó 5 veces el 85% del tamaño de un suelo protegido. La relación entre D_{15} de un filtro y D_{85} de un suelo es llamada la relación de tubificación.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Norte América (1955), para prevenir el movimiento de las partículas de suelo hacia dentro o a través de los filtros, recomienda limitar la relación de tubificación (D_{15} del filtro / D_{85} del suelo) a algo menos de 5 si se usa piedra partida como material de filtro.

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 5 \quad (2.2)$$

Este criterio debe ser aplicado no solamente a material de filtro sino también a la capa de drenaje. Por ejemplo, si la subbase se diseña como un filtro, como se muestra en la figura 2.2, la ecuación 2.2 debe ser aplicada primero al considerarse la subbase como el filtro y la subrasante como el suelo y luego considerar la capa de drenaje como el filtro y la de subbase como el suelo. Esto prevendrá la migración del material de subrasante hacia el interior de la subbase y del material de subbase hacia el interior del estrato de drenaje.

En proyectos importantes normalmente se verifica una relación segura de tubificación, desarrollando pruebas en el laboratorio con materiales que han de usarse en obra.

b) Criterio 2: De permeabilidad

La mitad de la derecha de la ecuación 2.1, correspondiente a este criterio, puede ser enunciada como sigue:

El 15% del tamaño (D_{15}) del material del filtro debe ser al menos 4 ó 5 veces el 15% del tamaño de un suelo protegido. La relación entre D_{15} filtro y el D_{15} de un suelo a proteger se llama relación de permeabilidad.

El intento del criterio 2 es garantizar suficiente permeabilidad para impedir el fortalecimiento de las fuerzas de filtración y de las presiones hidrostáticas en filtros y drenes. Este criterio se discute en detalle en la sección 2.2.1.3.

Según el departamento 2 de la Armada de Norte América, Cuerpo de Ingenieros (1986), si el 15% del tamaño de un filtro es al menos cinco veces el 15% del tamaño de un suelo protegido, el filtro será 25 veces más permeable que el suelo protegido.

$$\frac{D_{15}\text{filtro}}{D_{15}\text{suelo}} \geq 5 \quad (2.3)$$

Este criterio necesita aplicarse solo al filtro o a la subbase. La capa de drenaje es tan permeable que este criterio puede ser seguramente satisfecho.

c) Criterios adicionales

Karpoff y otros en 1955 manifestaron, que el trabajo de Bertram fue extendido mediante posteriores experimentos llevados a cabo por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de Norte América (1941) y la Dirección de Restauración (Bureau of Reclamation) de los Estados Unidos (Cedergren, 1990). Frecuentemente, algunos requisitos adicionales a los criterios 1 y 2 son colocados en la gradación de los agregados del filtro. Por ejemplo, la **Dirección de Restauración limita el tamaño máximo de los agregados del filtro a 3" para minimizar la segregación y extensión (bridging) de enormes partículas durante la construcción. Para minimizar la segregación, el Cuerpo de Ingenieros especificó más tarde que los materiales de filtro deben tener un coeficiente de uniformidad, el cual es una relación entre D_{60} y D_{10} no mayor que 25.**

Para prevenir el movimiento de las partículas de suelo hacia dentro o a través de los filtros, es decir para proteger los filtros, el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de Norte América (1955 y 1979) exige que las siguientes condiciones sean satisfechas

$$\frac{D_{15}\text{filtro}}{D_{85}\text{suelo}} \leq 5 \quad (2.4)$$

$$\frac{D_{50}\text{filtro}}{D_{50}\text{suelo}} \leq 25 \quad (2.5)$$

donde:

D_{15} , D_{50} y D_{85} = tamaño de grano correspondientes al 15, 50 y 85% del material que pasa respectivamente, y puede obtenerse de la curva granulométrica de cada material.

Se ve que la ecuación 2.4 es otra expresión para la relación dada por la mitad izquierda de la ecuación 2.1.

En relación a la protección de los filtros, dicen que el criterio de filtro de las dos ecuaciones anteriores (2.4 y 2.5) son aplicables para todos los tipos de suelos con curvas de gradación aproximadamente paralelas a las curvas del filtro, excepto para arcillas mediana a altamente plásticas (CL ó CH). Para suelos CL y CH sin arena o limo, el D_{15} del filtro en la ecuación 2.4 puede ser tan grande como 0.4mm y la ecuación 2.5 puede ser despreciada.

Sherard, y otros en 1963 propusieron la siguiente regla adicional para el diseño de filtros: "Cuando el suelo protegido contiene un gran porcentaje de gravas, el filtro debe ser diseñado en base a la curva de gradación de la porción del material que es más fino que el tamiz de 1 pulg" (Huang, 1993).

Para prevenir que los finos en el filtro ingresen hacia la capa de drenaje, Moulton en 1980 recomendó que la cantidad de finos que pasan a través de la malla N°200 no sea mayor que 5%, ó el D_5 del filtro ≥ 0.0029 pulg (Huang, 1993).

2.2.1.3 Requisitos de permeabilidad en los filtros y drenes

El primer requisito de los filtros y drenes (sección 2.2.1.2) es que sean seguros con respecto a la erosión y al atoro u obstrucción. El segundo requerimiento, que puede ser igualmente importante, es que tengan suficiente capacidad de descarga para remover la filtración rápidamente, sin inducir altas fuerzas de filtración o presiones hidrostáticas.

La mitad de la derecha de la ecuación 2.1 (sección 2.2.1.2) fue resumida como el criterio 2: "El 15% del tamaño (D_{15}) de un material de filtro debería ser por lo menos 4 ó 5 veces el 15% del tamaño (D_{15}) del suelo protegido". Como se nota, este criterio asegura entonces que los filtros y drenes tengan suficiente capacidad de descarga para remover la filtración rápidamente, sin inducir grandes fuerzas de filtración ó altas presiones hidrostáticas.

El criterio 2 debería ser chequeado con datos de análisis mecánico o curvas para determinar el D_{15} del filtro y el D_{15} del suelo protegido y calcular la relación D_{15} del filtro entre D_{15} del suelo protegido. Si este criterio no se cumple un material más grueso se necesitará en los filtros y drenes para satisfacerlo. Los ingenieros a menudo han asumido que si este criterio se cumple las fuerzas de filtración e hidrostáticas serán despreciables. Esto no es cierto en general ya que en el caso de filtros y drenes en presas hará falta estudiar las redes de flujo.

La figura 2.6 muestra la curva granulométrica y la permeabilidad de algunas bases de gradación abierta típicas y de materiales de filtro. El tamaño de los granos es siempre planteado en escala logarítmica y el porcentaje que pasa en escala aritmética. Los tamaños en pulgadas correspondientes al número de tamiz son también mostrados para facilitar la determinación de varios tamaños para el diseño de filtros.

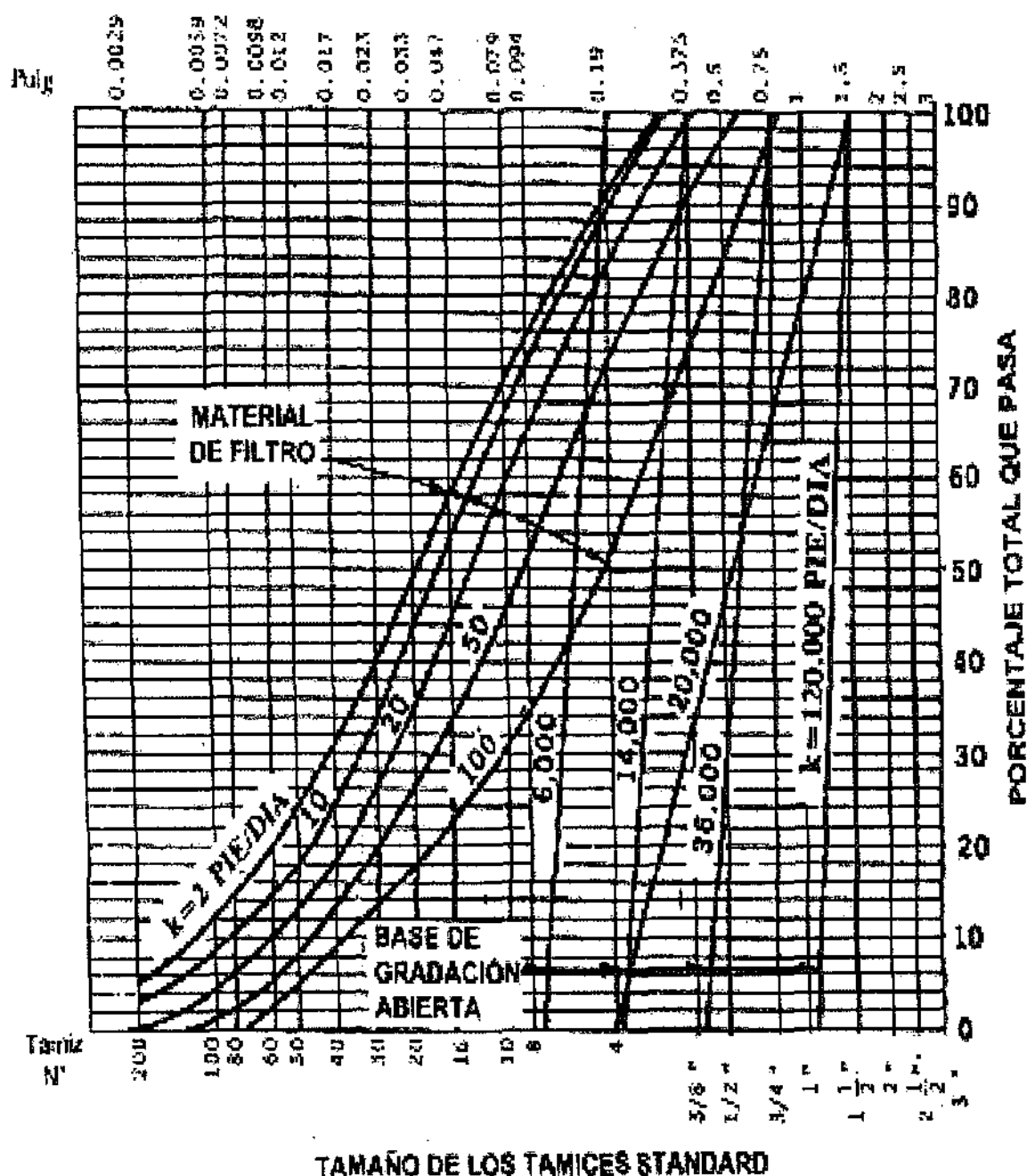


Figura 2.6 Gradación típica y permeabilidad de bases de gradación abierta y materiales de filtro (1pulg. =25.4 mm, 1pie/día= 3.5×10^{-4} cm/s). Grafica propuesta por Cedergren y otros en 1972 (Huang, 1993).

a) Efecto de finos

Ha sido largamente reconocido que la gradación apropiada y densidad son vitales para la estabilidad de los materiales granulares. La gradación requerida para el criterio de estabilidad usualmente varía uniformemente de grueso a fino. Para obtener la

permeabilidad deseada, la porción fina necesita eliminarse; por tanto, la estabilidad de la capa de drenaje puede ser adversamente afectada. Esto puede compensarse estabilizando la capa de drenaje con una pequeña cantidad de asfalto o cemento portland. La tabla 2.2 muestra la permeabilidad de agregados de gradación abierta no tratados y tratados con asfalto. Pudiendo verse que el uso del 2 % de asfalto reduce la permeabilidad de manera suave.

Tabla 2.2 Permeabilidad de agregados de gradación abierta no tratados y tratados con asfalto.

	Permeabilidad	(pie/día)
Tamaño de agregado	No tratado	Tratado con 2% de asfalto
1 ½ a 1"	140,000	120,000
¾ a 3/8"	38,000	35,000
Nº 4 a Nº 8	8,000	6,000

Nota: 1pulg.=25.4 mm/m. , 1pie/día = 3.5×10^{-4} cm/s.

Fuente: Lovering y Cedergren en 1962 (Huang, 1993).

La tabla 2.3 muestra la permeabilidad de agregados graduados sin ningún fino. La muestra 1 tiene una gradación similar a la gradación C de la AASHTO correspondiente a suelos de mezclas de agregados para el estrato de base (AASHTO, 1989), excepto que la gradación C requiere que 5 a 15 % pase la malla Nº 200. Los otros ejemplos fueron obtenidos sucesivamente eliminando las pequeñas partículas. Como puede verse, la eliminación de estas partículas pequeñas aumenta significativamente la permeabilidad (Criterio de cantidad de finos).

Tabla 2.3 Tamaño de grano, densidad, y permeabilidad de agregados graduados

% que pasa	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	Muestra 6
¾"	100	100	100	100	100	100
½"	85	84	83	81.5	79.5	75
3/8"	77.5	76	74	72.5	69.5	63
Nº 4	58.5	56	52.5	49	43.5	32
Nº 8	42.5	39	34	29.5	22	5.8
Nº 10	39	35	30	25	17	0
Nº 20	26.5	22	15.5	9.8	0	0
Nº 40	18.5	13.3	6.3	0	0	0
Nº 60	13	7.5	0	0	0	0
Nº 140	6	0	0	0	0	0
Nº 200	0	0	0	0	0	0
Densidad seca (lb/pie³)	121	117	115	111	104	101
K (pie/día)	10	110	320	1000	2600	3000

Nota: 1pulg.=25.4 mm , 1lb/pie³ = 157.1 N/m^3 , 1pie/día = 3.5×10^{-4} cm/s.

Fuente: Barber y Sawyer en 1952 (Huang, 1993).

El efecto de los finos que pasan a través de la malla N° 200 sobre la permeabilidad de la muestra 1 es mostrado en la figura 2.7. El efecto depende del tipo de finos (Criterio de calidad de finos). La permeabilidad está alrededor de 10 pie/día (3.5×10^{-3} cm/s) sin ningún fino y decrece de 2×10^{-2} a 5×10^{-5} pie/día (7×10^{-6} a 1.7×10^{-8} cm/s) con 25% de finos.

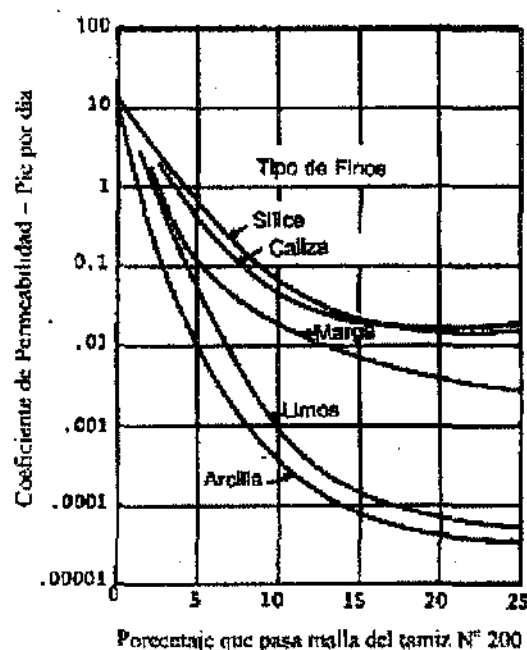


Figura 2.7 Efecto de finos sobre la permeabilidad de muestra 1 (1pie/día= 3.5×10^{-4} cm/s). Barber y Sawyer en 1952 (Huang, 1993).

b) Efecto del tamaño de grano

Existe un número de correlaciones aproximadas entre la permeabilidad y tamaño de grano. La más frecuentemente usada es aquella sugerida por Hazen para filtros de arena:

$$k = C_k D_{10}^2 \quad (2.6)$$

donde:

k = permeabilidad en mm/s.

D_{10} = tamaño efectivo o el tamaño de grano correspondiente al 10% del material que pasa.

C_k = coeficiente experimental dependiente de la naturaleza del suelo.

La evidencia experimental sugiere que los valores aproximados y aceptables para k puede obtenerse cuando la fórmula de Hazen se aplique a un rango amplio de suelos. La tabla 2.4 da el rango de valores sugeridos para el coeficiente C_k .

Tabla 2.4 Valores de coeficientes de Hazen.

Tipo de suelo	Rangos D_{10} (mm)	C_k (1/mm-s)
Arena uniforme	0.06-3.0	8-12
Arena bien graduada y arena limosa	0.003-0.6	5-8

Fuente: Whitlow en 1990 (Huang, 1993).

Adicionalmente al tamaño efectivo D_{10} , otros tamaños, como el D_{15} , D_{50} , y D_{85} han sido usados para el diseño de filtros. Si los valores del porcentaje que pasan, a y b , para dos tamaños de grano, D_a y D_b , son dados, entonces el tamaño D_x para cualquier porcentaje que pasa x entre a y b puede calcularse por interpolación lineal, según se muestra en la figura 2.8:

$$\log D_x = \log D_a + \frac{x-a}{b-a} \log \frac{D_b}{D_a} \quad (2.7)$$

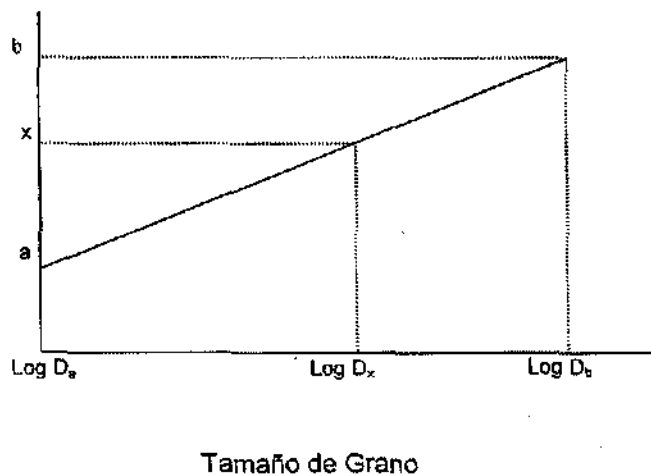


Figura 2.8 Interpolación lineal entre dos tamaños de granos

Moulton en 1980 desarrolló la siguiente ecuación empírica para determinar la permeabilidad de materiales de drenaje granular y materiales de filtro:

$$k = \frac{1.867 \times 10^{-5} (D_{10})^{1.478} (n)^{5.554}}{(P_{200})^{0.597}} \quad (2.8)$$

Donde:

k = permeabilidad en m/día

D_{10} = tamaño efectivo en mm, el cual es el tamaño de granos correspondiente al 10% de material que pasa.

n = porosidad

P_{200} = porcentaje de material que pasa la malla N° 200

La porosidad puede ser calculada desde el peso unitario seco por:

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s} \quad (2.9)$$

Donde:

γ_d = peso unitario seco en gr/cm³

G_s = gravedad específica de los sólidos

Una limitación importante de la fórmula 2.8 es que no puede aplicarse a materiales sin ningún fino que pasen la malla N° 200.

2.2.2 Geotextiles

Los geotextiles son tejidos de filtro que pueden ser usados para proteger la capa de drenaje de obstrucciones. Adicionalmente, a los dos requerimientos generales para retener suelo y permitir que el agua fluya, los geotextiles deben tener suficientes áreas abiertas para prevenirlos de obstrucciones. Deben estar hechos de polyester, polypropileno, u otras fibras poliméricas tejidas o no tejidas, fuertes y resistentes, y además deben estar libres de cualquier tratamiento o capa que pudiera alterar significativamente cualquiera de sus propiedades físicas. Los geotextiles deben ser dimensionalmente estables para mantener una fibra en su posición relativa con respecto a la otra y proveer un comportamiento adecuado durante su servicio.

2.2.2.1 Criterio de filtro

Existe una variedad de criterios de filtro desarrollada por un número de organizaciones e investigadores. La FHWA en 1989 manifestó que basados en una revisión de estos criterios, el Manual de Ingeniería de Geotextiles sugirió el uso de criterios más exigentes cuando las cargas hidráulicas son severas o cuando la performance del sistema de drenaje sea crítica para la protección de carreteras y estructuras similares (Huang, 1993). Para aplicaciones menos críticas y menos severas, pueden realizarse ahorros usando criterios menos rigurosos. Teniendo en cuenta el hecho de que los geotextiles usados para el drenaje no son ni severos ni críticos, solo se presentan en este acápite los criterios menos exigentes sugeridos por el manual.

La dimensión más importante de los geotextiles es el tamaño de abertura aparente, AOS (Apparent Opening Size), definido como el tamaño del abalorio (cuentas o bolitas ensartadas que componen el geotextil o hileras de cuentas) cuando el 95% pasa a través del geotextil. El método para determinar el AOS se especifica en la norma ASTM (1989a). Hay dos requisitos conflictivos para el AOS: primero, alcanzar la máxima retención de los suelos, o el tamaño de abertura más pequeño, o el máximo valor de AOS en términos del número de malla; y segundo, minimizar las obstrucciones de sus tejidos, o el máximo tamaño de abertura, o el valor de AOS más pequeño.

a) Criterios de retención o resistencia al bombeo

- a.1. Para suelos de grano fino con más del 50% de material que pasa a través del tamiz N°200

$$\text{tejido} : \text{AOS} \leq D_{85} \quad (2.10a)$$

$$\text{no tejido: } \text{AOS} \leq 1.8 D_{85} \quad (2.10b)$$

$$\text{AOS} \geq \text{tamiz N}^\circ 50 \text{ o abertura más pequeña que } 0.297 \text{ mm} \quad (2.10c)$$

- a.2 Para materiales granulares con un 50% o menos de material que pasa a través de la malla N°200.

$$\text{AOS} \leq B \times D_{85} \quad (2.11)$$

Siendo:

$$\begin{aligned} B &= 1 && \text{cuando } C_u \leq 2 \text{ ó } C_u \geq 8 \\ B &= 0.5 C_u && \text{cuando } 2 \leq C_u \leq 4 \\ B &= 8/C_u && \text{cuando } 4 < C_u < 8 \end{aligned}$$

Donde:

$$C_u = D_{60}/D_{10} \text{ (llamado coeficiente de uniformidad)}$$

- a.3 Cuando el suelo protegido contiene partículas entre 1 pulgada (25.4 mm) a aquellas que pasan a través de la malla N°200, solo la porción que pasa a través de la malla N°4 debe usarse para determinar el tamaño del grano.

b) Criterio de permeabilidad

Los métodos para determinar la permeabilidad de los geotextiles están especificados por el ASTM. Similarmente a los suelos, puede usarse el método de carga constante y el de carga variable. El resultado da la permitividad del geotextil, el cual debe multiplicarse por el espesor del mismo para obtener su permeabilidad. Para reducir la pérdida de carga hidráulica en el filtro e incrementar la eficiencia de drenaje, el geotextil debe ser más permeable que el suelo adyacente:

$$k \text{ (geotextil)} \geq k \text{ (suelo)} \quad (2.12)$$

La ecuación 2.12 puede usualmente ser satisfecha a menos que el suelo sea extremadamente permeable.

c) Criterio de obstrucción

$$\text{Tejido} : \text{porcentaje de área abierta} \geq 4\% \quad (2.13a)$$

$$\text{No tejido} : \text{porosidad} \geq 30\% \quad (2.13b)$$

2.2.2.2 Aplicaciones

Los geotextiles para drenaje subsuperficial pueden ser usados como una cubierta o envoltura de drenes de zanja, un forro de las tuberías de drenaje, o un filtro de la capa de drenaje. La figura 2.9 muestra los variados usos de geotextiles para subdrenaje de pavimentos.

En el diseño de subdrenaje, los geotextiles deben recibir consideración como un diseño alternativo. Debido a la relativa facilidad de instalación en comparación a la dificultad de colocar un agregado de filtro y un agregado grueso en capas separadas sin contaminación, el uso de geotextiles podría ser de un costo más efectivo.

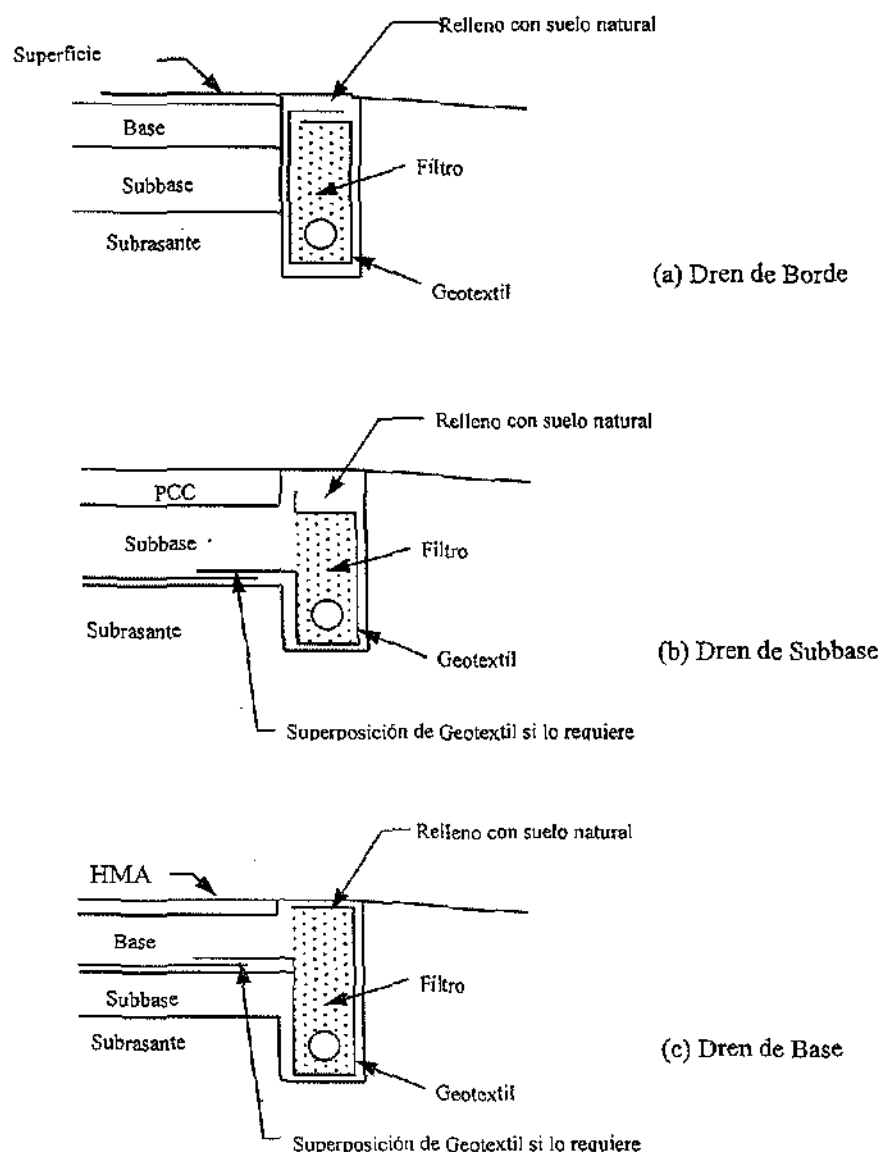


Figura 2.9 Uso de geotextiles para drenaje sub-superficial, según Haliburton y Lawmaster en 1981 (Huang, 1993).

Healey y Long en 1972 describieron el uso de drenes "Aletas" prefabricados para los drenes longitudinales. Estos drenes básicamente consisten de una aleta con canales verticales cubiertos con tejidos de drenaje. Los canales están conectados a la tubería, como se muestra en la figura 2.10. El agua ingresa a través de los tejidos de drenaje, corre hacia abajo en los canales hacia el interior de la tubería, y es eliminado del sitio. Este sistema puede ser instalado en zanjas muy estrechas y no requiere ningún relleno especial ahorrando así excavación y costo de agregados.

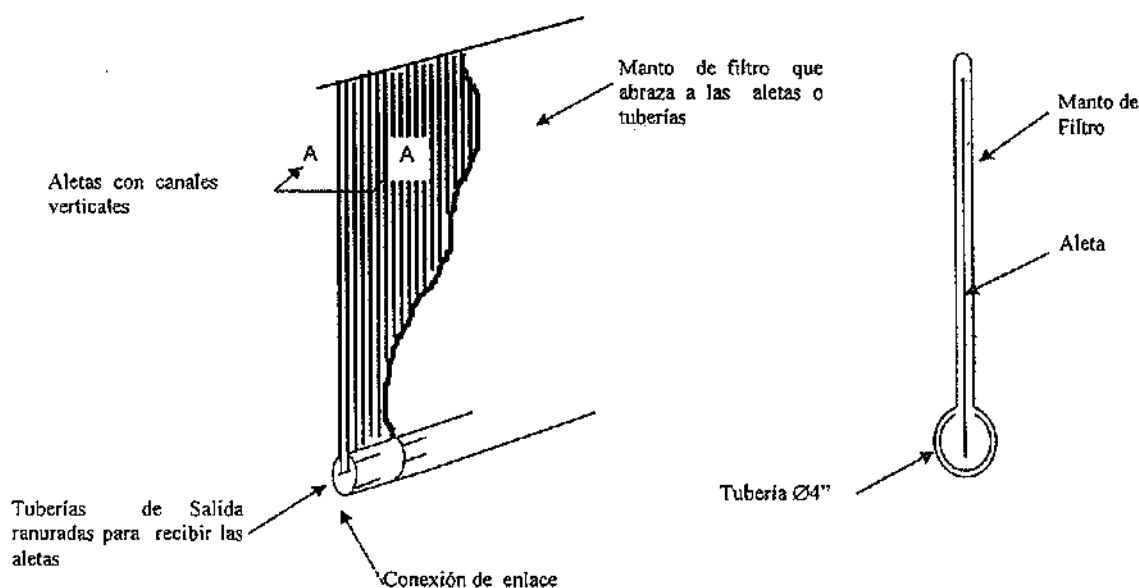


Figura 2.10 Uso de drenes prefabricados en zanjas, según Healey y Long (Huang, 1993).

2.2.3 Tuberías

Las tuberías a ser usadas para subdrenaje pueden ser fabricadas de concreto, arcilla, fibra bituminizada, metal, o plásticos variados con superficie lisa o corrugadas. Cuando sean usadas como drenajes enterrados, mayormente son perforados o ranurados y algunos con juntas abiertas, de tal manera que el agua pueda fluir libremente hacia el interior de las tuberías. Ellos pueden estar rodeados de agregados apropiados o tejidos como materiales de filtro para prevenir la obstrucción de las aberturas. Cuando son usadas como tuberías de salida, no necesitan perforaciones, ranuras, o juntas abiertas y pueden ser colocadas en una zanja y rellenados con suelo natural. Además dichas tuberías deben cumplir con unos criterios de filtro.

2.2.3.1 Criterio de filtro

Cuando las tuberías perforadas o ranuradas son usadas para recolección y remoción de agua, el material en contacto con las tuberías debe ser lo suficientemente grueso para que ninguna cantidad apreciable de este material pueda ingresar hacia el interior de las tuberías. El criterio usado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Norte América (1955) para tuberías con ranuras y con agujeros circulares son los siguientes:

$$\text{Con ranuras} \quad : \quad \frac{D_{85} \text{ de material de filtro}}{\text{ancho de la ranura}} > 1.2 \quad (2.14)$$

$$\text{Con agujeros circulares} \quad : \quad \frac{D_{85} \text{ de material de filtro}}{\text{diámetro del agujero}} > 1.0 \quad (2.15)$$

Para tuberías de junta abierta, la Dirección de Restauración (Bureau of Reclamation) de los Estados Unidos (1973) especifica que:

$$\frac{D_{85} \text{ de material de filtro}}{\text{Máxima abertura de la tubería}} \geq 2.0 \quad (2.16)$$

2.2.3.2 Aplicaciones

Hay disponibles varios tipos y tamaños de tuberías y pueden ser usados para el sistema colector. **La resistencia física tiene un mayor interés porque las tuberías pueden estar sujetas a construcción de cargas pesadas y a un manipuleo brusco. Ellas deben ser durables ante ambientes físicos y químicos a los cuales estén expuestas.**

Deben consultarse especificaciones existentes de la ASTM y AASHTO y recomendaciones de diseño de los fabricantes para la selección de los tipos apropiados de tuberías. Los antecedentes basados en experiencia anterior y la historia del comportamiento junto con las consideraciones económicas generalmente juega un rol importante en el proceso de selección.

Las tuberías colectoras son generalmente colocadas sobre una cama de material compactado con las perforaciones o ranuras hacia abajo para reducir la posibilidad de sedimentación en la tubería y reducir el nivel de agua estática en la zanja. Sin embargo, en situaciones extremadamente húmedas y fangosas, donde el mantener las zanjas y los materiales de soporte en una condición de drenaje libre sea dificultoso, se aconseja colocar tuberías colectoras con las perforaciones y ranuras hacia arriba u orientadas algo lateralmente hacia la dirección del flujo (ver figura 2.11).

Las tuberías de salida deben estar instaladas en intervalos convenientes para conducir el agua recolectada hacia un punto de salida apropiado y seguro. La salida debería estar protegida desde riesgos naturales u ocasionados por el hombre. Esta protección generalmente consiste de una pared apropiada y una combinación de pantallas o

válvulas y registros. Las pantallas son usualmente adecuadas para prevenir que los animales pequeños o aves hagan sus nidos o que se depositen restos de rocas o suelos en las tuberías. Si los flujos intensos con un nivel por encima de la tubería de salida pudieran ocurrir en las cunetas de salida, válvulas de golpe podrían ser usadas para prevenir el regreso de flujos o la deposición de restos de rocas o suelos en las tuberías. Registradores o marcadores apropiados deben instalarse en cada sitio de salida para facilitar inspecciones y mantenimientos.

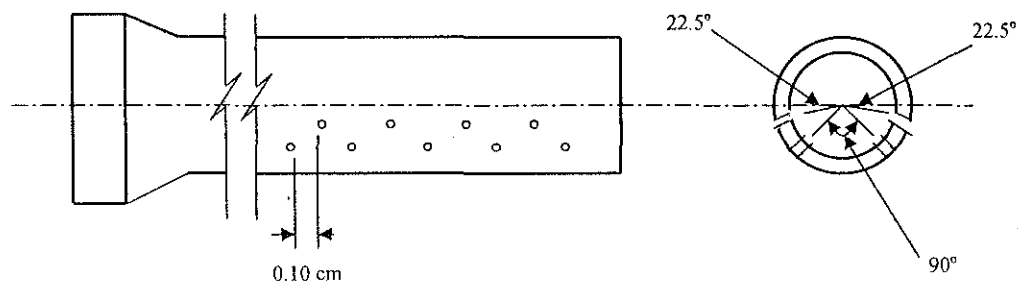


Figura 2.11 Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje.

Capítulo III

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL SUBDRENAJE DE PAVIMENTOS **EN EL NORTE PERUANO**

El drenaje es uno de los factores más importantes en el diseño de pavimentos. Por tanto, los ingenieros de caminos deben poner mucha atención al drenaje superficial y subterráneo, muy poco se ha hecho para prevenir el drenaje por infiltración superficial a través de juntas y grietas, sobre todo en nuestra zona norte del Perú, donde los pavimentos se encuentran propensos a ser inundados debiendo trabajar como pavimentos sumergidos. El uso de capas de drenaje y drenes longitudinales para cuidar la infiltración superficial y subterránea son temas para una buena prevención, de los cuales se debe tener un amplio conocimiento en nuestra región. Por tanto, este capítulo enfoca estos temas.

3.1 ESTIMACIÓN DEL FLUJO INTERNO

Para nuestra región las fuentes más importantes del flujo interno son la infiltración superficial y la filtración del subsuelo. La infiltración superficial es la más importante fuente de agua y debería ser siempre considerada en el diseño de subdrenaje. Cuando sea posible, el agua subterránea debería ser deprimida a través de drenes longitudinales profundos y la filtración al interior de la estructura del pavimento no debería permitirse, tal como se muestra en la figura 1.10. Si esto no es factible, la cantidad de filtración que ingresa a la capa de drenaje debería ser estimada.

3.1.1 Infiltración superficial

La cantidad de agua que penetra a la estructura de un pavimento queda determinada por varios factores, a saber: cantidad y tipo de precipitación, ritmo de precipitación (cuando más rápido cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno), del declive superficial, la porosidad, de la permeabilidad, etc.

Cuando el nivel de agua está a una distancia considerable debajo de la superficie del pavimento, como en el caso de un gran relleno, la infiltración en la superficie es probablemente la única que tiene que ser considerada para el diseño de subdrenaje.

Cedergren y otros en 1973 recomendaron que la tasa de infiltración de diseño sea encontrada multiplicando la intensidad de lluvia de 1hr duración/1 año de frecuencia por un coeficiente que varía de 0.33 a 0.50 para pavimento de asfalto y de 0.50 a 0.67 para pavimento de concreto (Huang, 1993). Cedergren, basa su análisis principalmente en las intensidades de lluvia. La figura 3.1, usada por Cedergren, muestra las tasas de precipitación de 1hr de duración/1 año de frecuencia en los Estados Unidos.

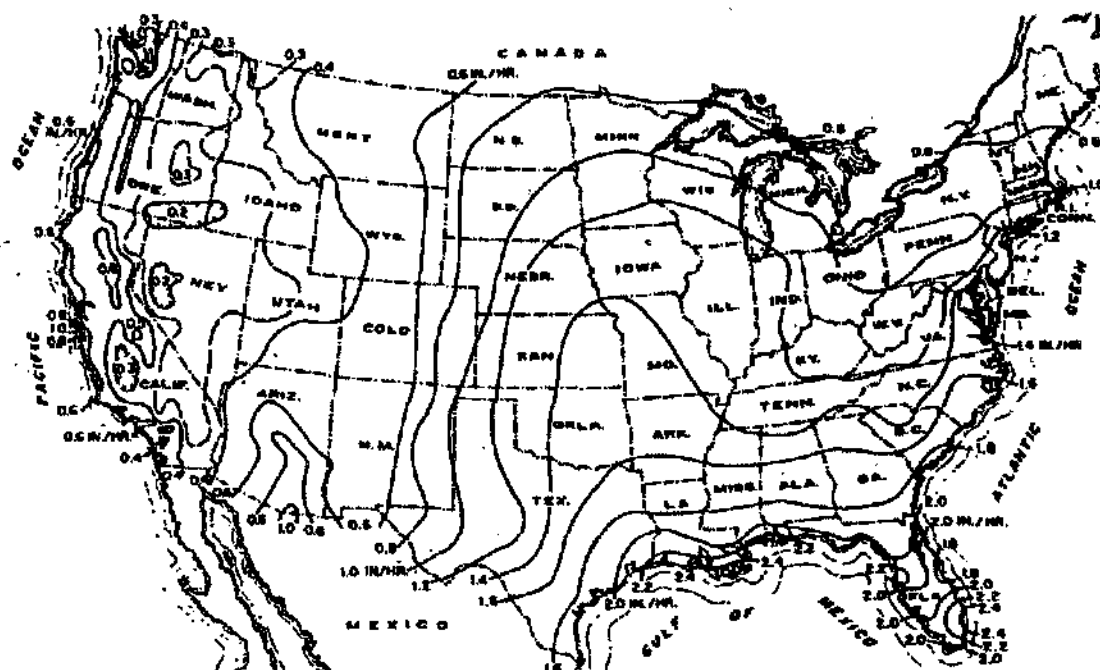


Figura 3.1 Precipitación máxima de 1hr de duración/1 año de frecuencia en los Estados Unidos (1pulg.=25.4mm). Mapa obtenido por Cedergren y otros en 1973 (Huang, 1993).

En Estados Unidos es frecuente llover cada año, contrario a lo que sucede en nuestra zona norte del Perú donde los eventos lluviosos se presentan cada cierto tiempo en frecuencias irregulares. En la zona norte del Perú existen dos tipos de eventos lluviosos, unos donde prevalece la duración y otros donde prevalece la intensidad, siendo ejemplos de ello el Fenómeno El Niño del año 1983 donde prevaleció la intensidad y el evento del año 1998 donde prevaleció la duración. Por tanto, el uso de la figura 3.1 no es recomendable para nuestra zona del Perú, al contrario existen trabajos que contemplan dichas anomalías.

Como se describió en el Capítulo I, para el caso del departamento de Piura – Perú, Ardila (2001) obtuvo un mapa de isoyetas similar al de la figura 3.1 indicando las intensidades para diferentes ciudades del departamento de Piura para una hora de duración con 10 años de frecuencia. Este trabajo proviene de la obtención de diferentes curvas IDF para diferentes ciudades del departamento considerando una data entre 1973-1989. El trabajo de Ardila Ramirez es un aporte muy importante que debe ser actualizado cada cierto tiempo obteniendo resultados para diferentes periodos de retorno. También se describió en el mismo capítulo que, para el caso particular de la ciudad de Piura, Vegas Merino (2005) ha obtenido curvas IDF de donde se puede obtener intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno y tiempo de duración de lluvia, considerando una data para el periodo 1964 – 2003. Se debe reconocer que dichos trabajos son de mucha importancia para el diseño de subdrenaje de pavimento de nuestra zona.

Basados en los resultados de ensayos de infiltración llevados a cabo en Connecticut, Ridgeway en 1976 indicó que la duración de la lluvia es un factor más crítico que la intensidad. El encontró que la cantidad de infiltración puede estar relacionada directamente al agrietamiento y sugirió una tasa de infiltración I_c de 2.4 pie³/día/pie de grieta (0.22 m³/día/m) para el diseño. La tasa de infiltración por unidad de área q_i puede ser expresada como se muestra en la ecuación 3.1 (Huang, 1993).

$$q_i = I_c \left(\frac{N_c}{W_p} + \frac{W_c}{W_p C_s} \right) + k_p \quad (3.1)$$

donde:

I_c = tasa de infiltración en la grieta

N_c = número de grietas longitudinales

W_p = ancho del pavimento sujeto a la infiltración

W_c = longitud de las grietas o juntas transversales

C_s = espaciamiento de las grietas o juntas transversales

k_p = tasa de infiltración a través de la superficie del pavimento no agrietado.
 k_p es numéricamente igual al coeficiente de permeabilidad de HMA o PCC y es extremadamente pequeño.

Ridgeway en 1982, asumiendo $N_c = N+1$, donde N es el número de carriles de tráfico, $W_c = W_p$, $k_p = 0$ é $I_c = 1.076$ m³/h/m, manifestó que la tasa de flujo interno puede escribirse como se muestra en la ecuación 3.2 (Huang, 1982).

$$q = q_i W_p = 1.076 \left(N + 1 + \frac{W_p}{C_s} \right) \quad (3.2)$$

donde:

q = tasa de flujo interno en $m^3/h/m$ lineal del pavimento

C_s = espaciamiento de juntas para pavimentos de concreto y es 40 pies(12.2mm) para pavimentos de asfalto.

La infiltración obtenida por el método de Cedergren suele a veces ser mucho mayor que aquella dada por la ecuación 3.2. Los resultados se asemejan más en la parte oeste de Estados Unidos donde hay menor precipitación. Huang (1993) recomienda que la ecuación 3.2 sea usada en la parte este de Estados Unidos porque es más racional y está basada en mediciones de campo. Sin embargo, el método de Cedergren, puede usarse como una verificación, y si fuera necesario, usar el mayor valor de los dos.

3.1.2 Filtración de agua subterránea

Si la capa de drenaje se usa para disminuir el nivel de agua, adicionalmente para proveer drenaje para la infiltración superficial, la gráfica mostrada en la figura 3.2 puede aplicarse para determinar el flujo interno de agua subterránea. La gráfica es aplicable al caso general donde un borde impermeable cae a una cierta distancia debajo de la capa de drenaje. El flujo interno se divide en dos partes: q_1 y q_2 . El flujo interno ubicado por encima del fondo de la capa de drenaje es q_1 y puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$q_1 = \frac{k(H - H_o)^2}{2L_i} \quad (3.3)$$

Donde:

k = permeabilidad del suelo en la cara del talud o en la subrasante.

H = altura inicial del nivel de agua subterránea por encima de la capa impermeable.

H_o = distancia vertical entre el fondo de la capa de drenaje y la capa impermeable.

L_i = distancia de influencia, lo cual puede ser determinada con la ecuación:

$$L_i = 3.8(H - H_o) \quad (3.4)$$

El flujo interno ubicado debajo de la capa de drenaje es q_2 y puede ser determinado de la figura 3.2.

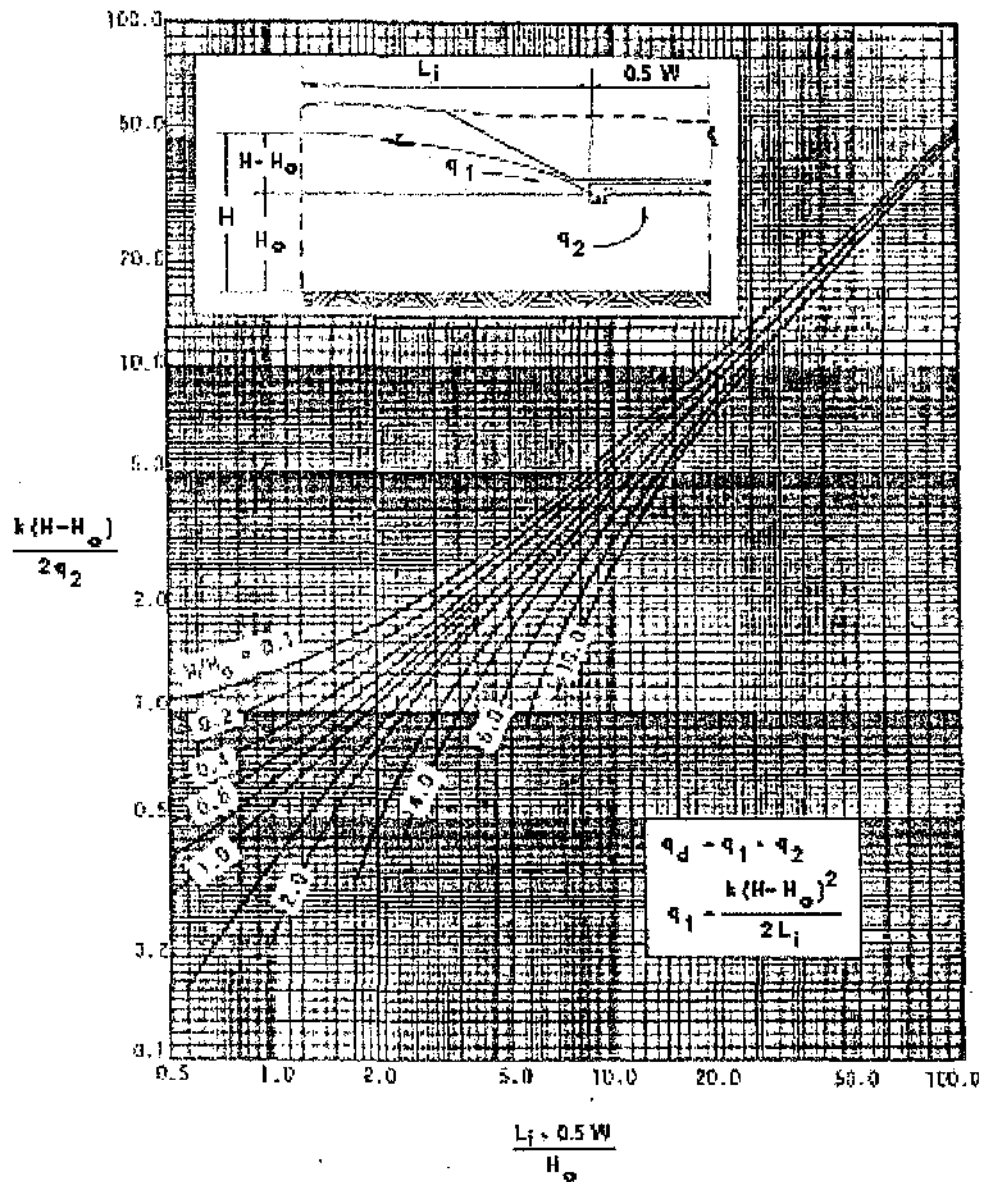


Figura 3.2 Gráfica para determinar el flujo interior de agua subterránea, alcanzado por Moulton en 1980 (Huang, 1993).

Note que q_1 y q_2 son los volúmenes de flujo por unidad de tiempo, por unidad de longitud del dren longitudinal. El flujo lateral q_L es :

$$q_L = q_1 + q_2 \quad (3.5)$$

El flujo interno de agua subterránea q_g para la capa de drenaje por unidad de área es:

$$q_g = \frac{2q_2}{W} \quad (3.6)$$

Donde:

W = ancho del camino.

Sin embargo, si el pavimento está inclinado hacia un lado y las tuberías colectoras sólo están instaladas en un lado, como se muestra en la figura 3.3, el flujo interno lateral de la tubería por unidad de longitud se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$q_L = 2(q_1 + q_2) \quad (3.7)$$

$$q_g = \frac{q_1 + q_2}{W} \quad (3.8)$$

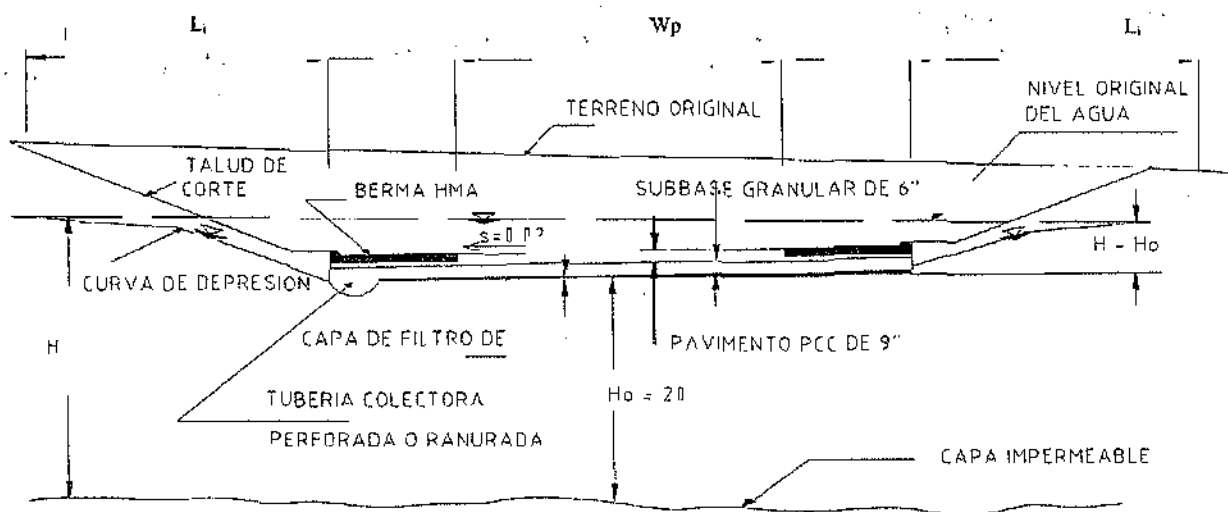


Figura 3.3 Sección transversal de subdrenaje de pavimentos rígidos (1pie= 0.305m, 1pulg.= 25.4mm)

3.1.3 Diseño de flujo interno

El diseño del flujo interno es la suma de los flujos internos provenientes de todas las fuentes menos el flujo que sale a través del suelo de la subrasante. El flujo que sale a través del suelo de la subrasante depende de la permeabilidad del suelo y del nivel de agua en el borde y puede determinarse del uso de redes de flujo u otras cartas de flujo de diseño simplificado como presentó Moulton en 1980. Cuando la subrasante no es afectada por el nivel freático un simple y conservador método para estimar la capacidad de flujo de salida es asumir un gradiente hidráulico igual a 1, por tanto la tasa de salida es igual a la permeabilidad del suelo.

Si el flujo que sale a través de la subrasante no es tomado en cuenta, el diseño del flujo interior, para nuestra zona, puede ser determinado por una de las siguientes combinaciones:

1. Si no hay ninguna acción de la helada, el diseño del flujo interior q_d es la suma de la infiltración superficial q_i y del flujo subterráneo q_g :

$$q_d = q_i + q_g \quad (3.9)$$

Si no hay flujo subterráneo, entonces $q_g=0$, por tanto $q_d=q_i$

2. Si hay acción de la helada, q_d es la suma de la infiltración superficial q_i y flujo interno debido al agua proveniente de deshielo q_m :

$$q_d = q_i + q_m \quad (3.10)$$

Si q_d obtenido de la ecuación 3.9 es mayor que el de la ecuación 3.10, entonces debe usarse la ecuación 3.9.

3.2 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE DRENAJE

La capacidad tanto de la capa de drenaje y de la tubería colectora debe ser diseñada de tal manera que la tasa de flujo de salida sea mayor que la tasa de flujo de entrada y el agua puede ser llevada con seguridad desde la fuente hacia los lugares de salida.

3.2.1 Capa de drenaje

Hay dos requerimientos de diseño para la capa de drenaje. Primero, la capacidad del estado permanente debe ser mayor que la tasa de flujo interior. Segundo, la capacidad del estado no permanente debe ser tal que el agua pueda ser drenada rápidamente después de cada evento de precipitación.

3.2.1.1 Flujo de estado permanente

La figura 3.4 muestra las dimensiones de la capa de drenaje. Baber y Sawyer en 1952 especificó que la capacidad del estado permanente de la capa de drenaje puede ser calculada por la ecuación 3.11^a (Huang, 1993).

$$q = KH\left(S + \frac{H}{2L}\right) \quad (3.11^a)$$

Donde:

q = capacidad de descarga de la capa de drenaje.

K = permeabilidad de la capa de drenaje.

S = pendiente de la capa de drenaje.

H = espesor de la capa de drenaje.

L = longitud de la capa de drenaje.

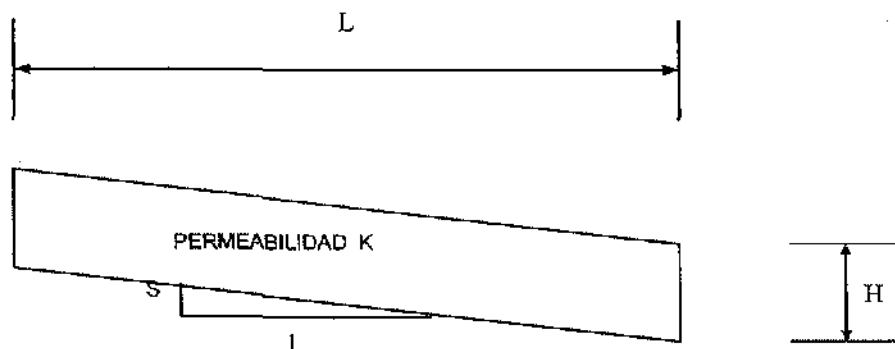


Figura 3.4 Dimensión de la capa de drenaje

La ecuación 3.11^a indica que la descarga está compuesta de dos términos. El primer término es la descarga a través del área H causado por el gradiente hidráulico S , y el segundo término es aquel a través del área $H/2$ causado por el gradiente hidráulico H/L .

Cuando $S=0$, el valor de la capacidad de drenaje de la capa de drenaje es :

$$q = 0.5 \frac{KH^2}{L} \quad (3.11b)$$

La ecuación 3.11b es una aplicación directa de la ley de Darcy pues el flujo es laminar debido a una pendiente $S=0$ y esta condición prevalece a aquella otra mencionada en la página 5 del capítulo I que indica que para gravas y arenas muy gruesas pueden existir condiciones de flujo turbulento y $v \propto i$ no sería válida. En este caso $S=0$ y de aplicación de la ley de Darcy se asume que la superficie freática está en la parte superior de la capa de drenaje sobre un extremo y en la parte inferior de la capa sobre el otro extremo con un área promedio de flujo de $H/2$.

La capacidad de drenaje q debe ser mayor que $q_a L$. Si la subrasante es permeable con flujo de salida significativo, entonces la capacidad de la capa de drenaje debe ser mayor que el flujo interno de diseño menos el flujo de salida de la subrasante.

3.2.1.2 Flujo del estado no permanente

La capacidad del flujo de estado no permanente está definido por el grado de drenaje, el cual es una relación entre el volumen de agua drenada después de terminada la lluvia y la capacidad total de almacenaje de la capa de drenaje. Casagrande y Shannon en 1952 mostraron que el tiempo para el 50% de grado de drenaje puede ser calculada por la ecuación 3.12 (Huang, 1993).

$$t_{50} = \frac{n_e L^2}{2K(H + SL)} \quad (3.12)$$

Donde:

t_{50} = tiempo para 50% de drenaje

n_e = porosidad efectiva, la cual es la porosidad ocupada por el agua drenante

K = permeabilidad de la capa drenante.

S = pendiente de la capa drenante.

H = espesor de la capa drenante.

L = longitud de la capa drenante.

Para materiales de gradación abierta, toda el agua es drenable, por tanto la porosidad efectiva es la misma que la porosidad total. La ecuación 3.12 fue aplicada por Casagrande

y Shannon para el diseño de estrato de base. Ellos recomendaron que el tiempo para el 50% de drenaje de una base saturada no sea mayor que 10 días. Este criterio es ciertamente inadecuado para carreteras modernas con tráfico pesado. Por ejemplo, la guía de diseño AASHTO (1986) divide la calidad de drenaje en cinco categorías: excelente, buena, regular, pobre y muy pobre. Si el 50% del agua es removida dentro de los 10 días, se requerirán varios meses para remover la mayor cantidad de agua y el drenaje será calificado como muy pobre. Para un drenaje excelente, la AASHTO exige que el agua sea removida dentro de dos horas.

Para el diseño de la capa de drenaje, el requerimiento de que el tiempo para completar o drenar el 95% sea menor que 1hr, según sugirió Ridgeway (1982), parece ser más apropiado.

En la discusión del artículo de Casagrande y Shannon en 1952, Barber presentó una gráfica simple para determinar el tiempo requerido para cualquier grado de drenaje, según se muestra en la figura 3.5.

El grado de drenaje U depende de un factor tiempo T_f y un factor de inclinación S_f definidos como:

$$T_f = \frac{KHt}{n_e L^2} \quad (3.13)$$

$$S_f = \frac{LS}{H} \quad (3.14)$$

Donde:

K = permeabilidad de la capa de drenaje.

H = espesor de la capa de drenaje.

t = tiempo desde que la lluvia para y el drenaje comienza.

n_e = porosidad efectiva, la cual es la porosidad ocupada por la capa de drenaje.

L = longitud de la capa de drenaje.

S = pendiente de la capa de drenaje

Basados en la figura 3.6, la relación entre el factor tiempo para 95% de drenaje y el factor de inclinación puede ser ploteada en la figura 3.6 y ser usada directamente para propósitos de diseño.

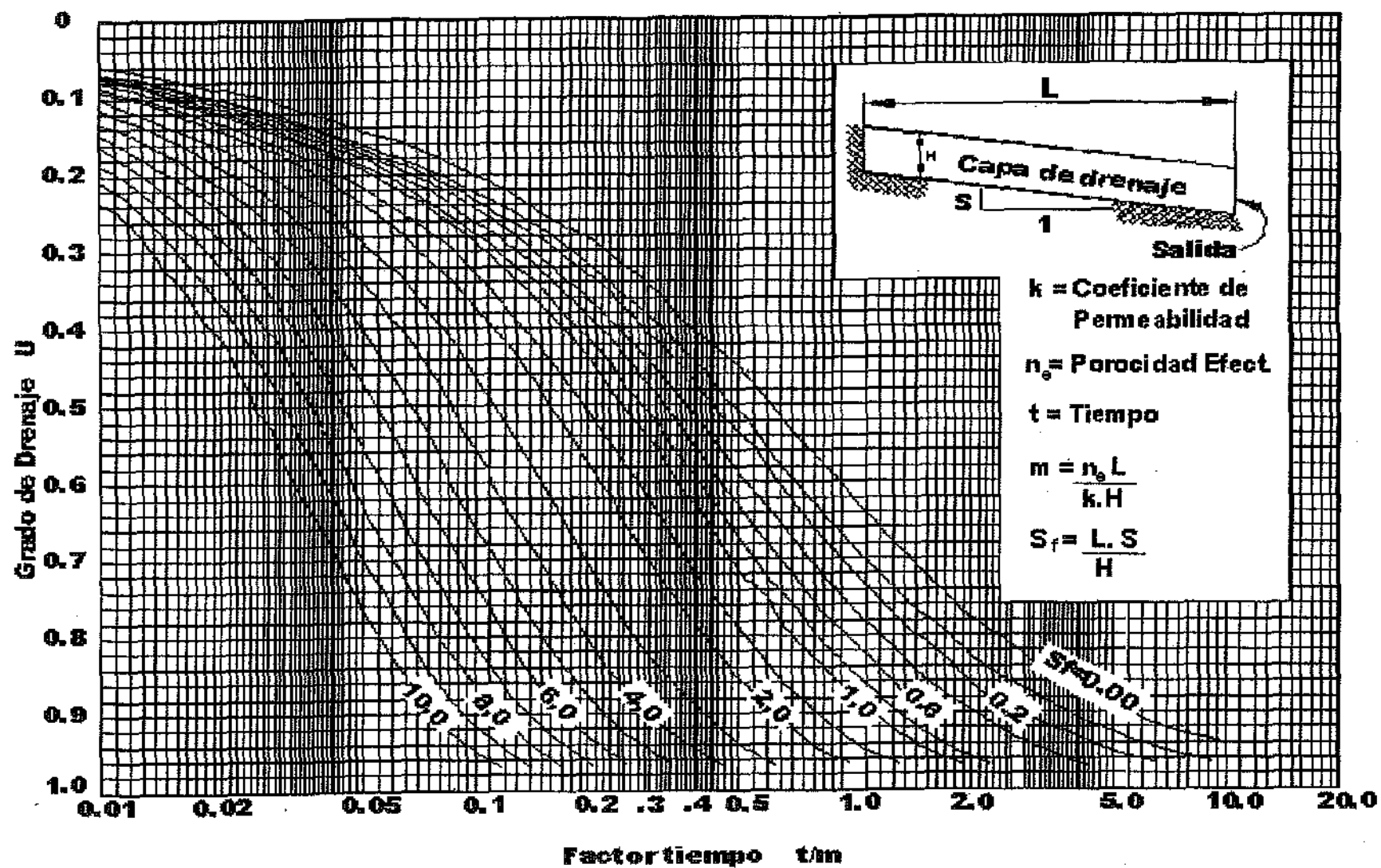


Figura 3.5 Tiempo dependiente del drenaje de capa saturada, grafica alcanzada por Barber y Sawyer en 1952 (Huang,1993).

Si los agregados de gradación abierta son usados como capas capas de drenaje, los siguientes dos criterios de diseño pueden ser fácilmente satisfechos:

1. La tasa de flujo de salida lateral, como se calcula por la ecuación 3.11^a, debe ser mayor que la tasa de flujo interior.
2. El tiempo para el 95% de drenaje, según se obtiene de la figura 3.6, debe ser menor que 1hr.

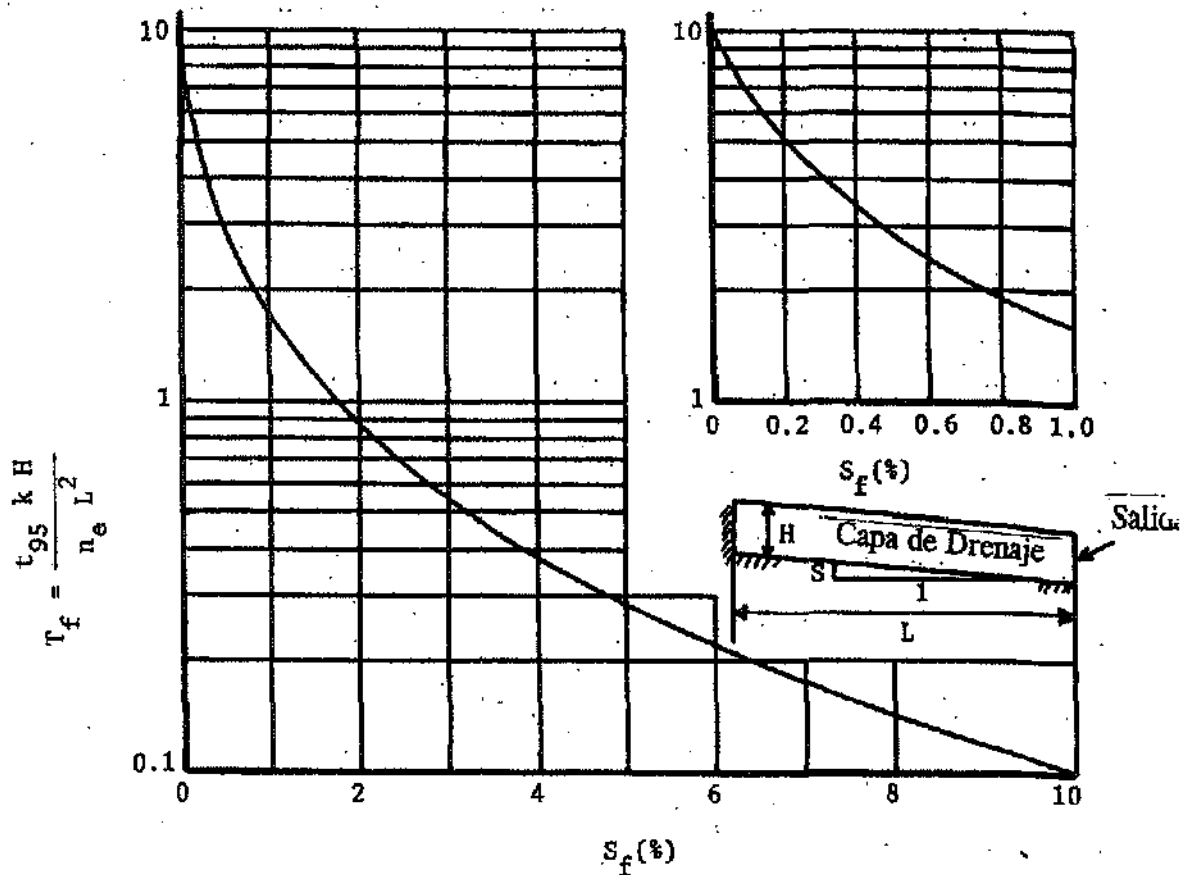


Figura 3.6 Relación entre los factores tiempo y pendiente para el 95% de drenaje

3.2.2 Tuberías colectoras

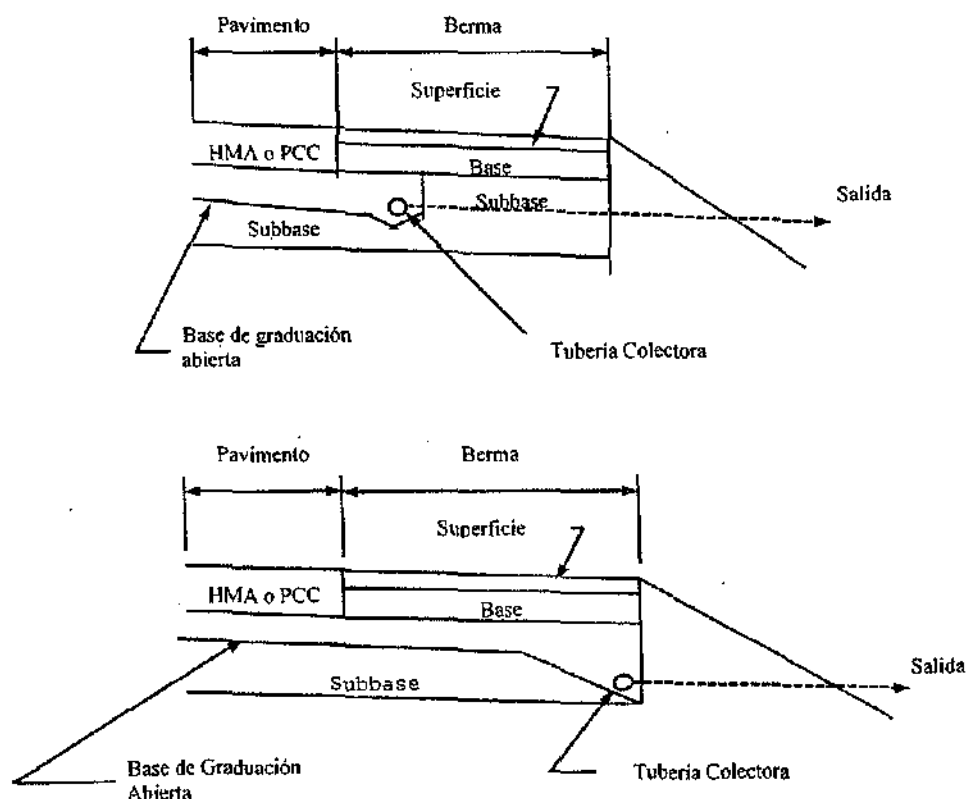
Generalmente se usa un sistema de colectores longitudinales con algunos colectores transversales en puntos críticos para remover el agua libre de la capa de drenaje así como el agua subterránea, si lo hubiera. Los colectores transversales pueden ser usados cuando la combinación de pendientes transversales y longitudinales es tal que el flujo tienda a tomar lugar más en la dirección longitudinal que en la dirección transversal.

El sistema colector consiste de un conjunto de tuberías perforadas, ranuradas, o de junta abierta que son usadas para remover agua desde la estructura del pavimento y transportarla a una salida apropiada afuera de los límites de la carretera. El diseño de tal sistema debe

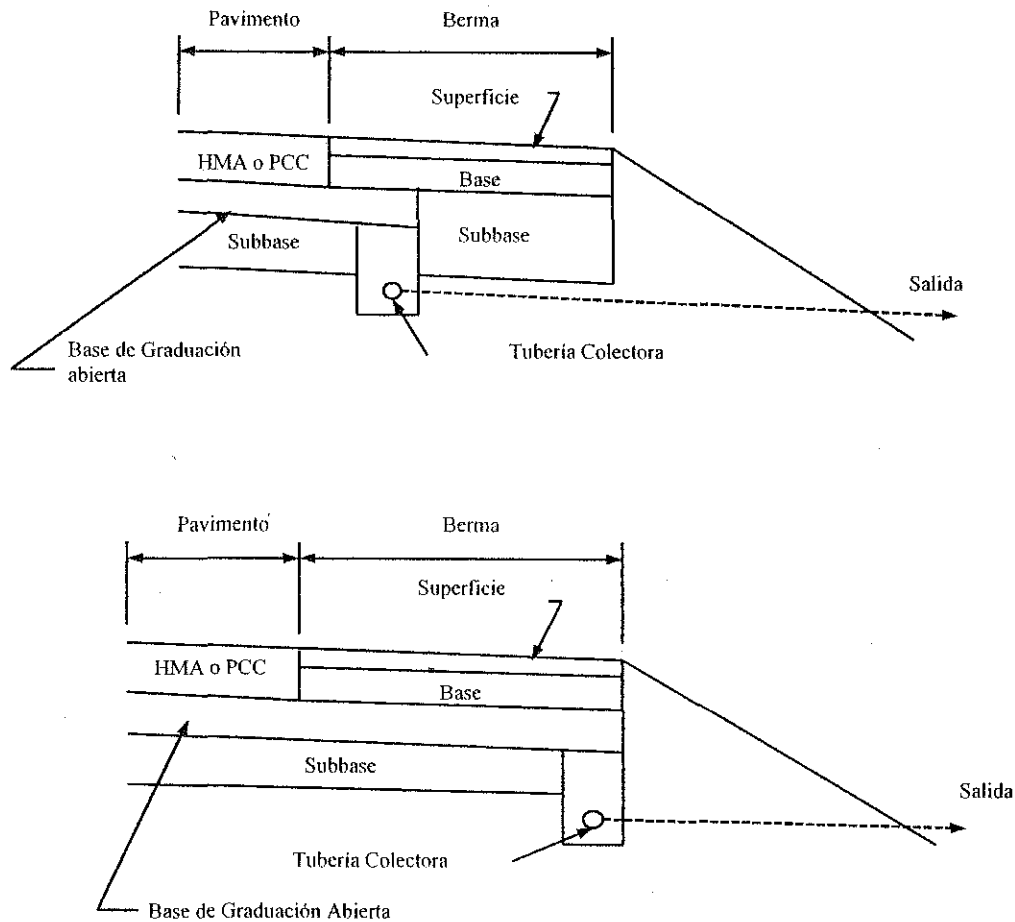
considerar los tipos de tuberías usadas, la ubicación y la profundidad de los colectores transversales y longitudinales y sus salidas, la pendiente y tamaño de las tuberías colectoras y la provisión de filtros adecuados para proteger a las tuberías.

Usualmente la pendiente longitudinal del camino o la pendiente transversal gobiernan las pendientes de las tuberías colectoras. Las tuberías simplemente se colocan a profundidad constante debajo de la superficie de la carretera. Sin embargo, la práctica de la construcción y factores operativos dictaminan que las pendientes de las tuberías colectoras no sean menores que 1% para tuberías lisas y 2% para tuberías corrugadas. Por tanto, en áreas donde las pendientes longitudinales o pendientes transversales son muy planas o llanas, puede ser necesario inclinar la pendiente de la tubería colectora para encontrar aquellos requerimientos mínimos. Debido a que el tamaño y la capacidad de flujo del colector dependen en parte del gradiente de la tubería, puede ser necesario inclinar el gradiente de la tubería para conseguir una reducción en el tamaño de la misma. Los diámetros mínimos recomendados son 3 pulg. (76mm) para tuberías de PVC y 4 pulg. (102 mm) para todas las otras tuberías (Cedergren y otros, 1972).

La figura 3.7 muestra la ubicación y profundidad de colectores longitudinales. Si no hay significativa penetración de congelamiento ni agua subterránea, la tubería colectora longitudinal puede colocarse en zanjas superficiales como se muestra en la figura 3.7^a. Si hay significativa penetración de congelamiento o si fuese deseable bajar el nivel de agua subterránea, deberán usarse zanjas más profundas, como se muestra en la figura 3.7b.



3.7a Zanjas superficiales



(3.7b) Zanjas profundas

Figura 3.7 Ubicación y profundidad de las tuberías colectoras (Según Cedergren y otros (1972))

En cualquier caso, el dren colector longitudinal puede colocarse justo afuera del borde del pavimento, el cual es el lugar más crítico para el bombeo. Puede también colocarse en el borde más exterior de la berma proveyendo drenaje a toda el área de la misma. Sin embargo, esto incrementará significativamente la longitud del flujo, ó disminuirá el gradiente hidráulico en la capa de drenaje, lo cual puede provocar un incremento en el espesor requerido.

Cuando se usan zanjas más profundas, el relleno de la zanja debe tener una permeabilidad adecuada para que el agua proveniente de la capa de drenaje pueda ser transmitida libremente a las tuberías colectoras. La permeabilidad requerida k puede determinarse directamente de la ley de Darcy asumiendo un gradiente 1, o:

$$k = \frac{\text{Carga por unidad de longitud de zanja}}{\text{Ancho de la zanja}} \quad (3.15)$$

La ecuación 3.15 puede usarse para determinar el ancho de la zanja si la permeabilidad de los agregados en la zanja es conocida.

La capacidad de descarga de las tuberías colectoras puede ser calculada por la fórmula de Manning para flujo de canales, o:

$$Q = 86400 \left(\frac{1.486}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \right) \quad (3.16)$$

donde:

Q = descarga en $\text{pie}^3/\text{día}$

n = coeficiente de rugosidad

A = área de la tubería en pie^2

R = radio hidráulico de la tubería en pies, igual al área del flujo (A) dividida por el perímetro mojado.

S = pendiente de la tubería en pie/pie .

La tabla 3.2 muestra coeficientes típicos de rugosidad para drenes interiores.

Tabla 3.2 Coeficientes de rugosidad típicos para drenes bajo tierra

Dren cubierto de arcilla	0.014-0.018
Dren cubierto de concreto	0.011-0.015
Dren perforado cubierto de asbesto cemento	0.013
Cubierto de fibra bituminosa	0.012
Tubería de metal corrugado	0.017-0.024
Tubería corrugada de politileno	0.020
Tubería plástica	0.08-0.012

Capítulo IV

APLICACIÓN DEL ANALISIS Y DISEÑO DEL SUBDRENAJE EN PAVIMENTOS CON PARAMETROS DE LA ZONA NORTE DEL PERU

4.1 Introducción

Casi al comienzo del Fenómeno el Niño 97-98 hubieron en Piura obras que necesitaban diseñarse y ejecutarse con mucha premura. Todos los ingenieros que tenían que ver con ellas pusieron su máximo esfuerzo para terminarlas antes que el periodo lluvioso comenzara. Como siempre sucede en estas urgencias, se sobrediseñaron algunas obras, pero también se observaron subdimensionamientos. En el diseño de estos pavimentos se tuvieron varias incertidumbres, a mencionar:

- La ubicación óptima del filtro grueso y su compactación correspondiente.
- El comportamiento del geotextil como filtro fino y su posible desgarramiento luego de que la capa de subbase fuera compactada.
- La intensidad de lluvias del Fenómeno El Niño 97-98.
- Las canteras con material de filtro que cumpliesen con todos los requerimientos de drenaje.

Evidentemente, en el momento del evento lluvioso las condiciones eran adversas, pero en un momento posterior a dicho evento la situación era tal que al volver a dichos diseños estos presentaban características muy diferentes:

- **Serenidad para el análisis**, la cual permite comparar las características geotécnicas de diferentes canteras, llevando a cabo incluso algunos ensayos que pudieran dar algunas características geotécnicas desconocidas, las mismas que pueden optimizar el diseño. Esta característica permite tener más tiempo para estudiar con pausa los posibles pro y contra del diseño.

- **Información más precisa**, que recién pudo obtenerse, una vez que el evento lluvioso 1998 terminó, cuyos valores de precipitación típicos para Piura se presentaron.
- **Libertad para el diseño**, la cual se expresa en la inexistencia de dificultades impuestos por terceros. Debe anotarse que en el momento previo al evento, debido a la falta de conocimiento sobre la granulometría de los materiales de filtro se tuvieron dificultades de requisitos de granulometría que el constructor y diseñador tuvieron que aceptar.

Es necesario la adaptación de una metodología de diseño de subdrenaje de pavimentos de acuerdo a nuestra propia realidad, es decir, con parámetros locales de la zona norte del Perú. Mucha importancia tiene que ver el tipo de material para filtro, materiales para estabilidad, tipo de suelo y entre otros las condiciones climáticas de la región, como variables determinantes en la toma de decisiones para el diseño de subdrenaje de pavimentos a considerar.

En los anexos III al VIII se presentan propiedades físicas y mecánicas de agregados de la zona a ser utilizados como filtros. En el capítulo I se ha dado una revisión de conceptos básicos del Fenómeno El Niño y la Hidrología en la zona norte del Perú como otro de los factores influyentes en el diseño de subdrenaje de pavimentos. En dicho capítulo se explica la metodología a seguir para encontrar las intensidades máximas de diseño para una determinada duración y cierto periodo de retorno del evento. Hasta hace poco casi nada se había trabajado sobre la Hidrología en la zona norte del Perú; en la actualidad, como se ha visto en el capítulo I, recientes investigaciones se han realizado, siendo ello de vital importancia y de gran aporte para nuestro caso en particular. En el año 2001, se obtuvieron las intensidades máximas de una hora de duración con 10 años de periodo de retorno para todo el departamento de Piura; y en el año 2005 se han obtenido las curvas IDF para la ciudad de Piura de manera puntual.

Se presentará de manera detallada el análisis y diseño de subdrenaje de un pavimento rígido en una zona de la ciudad de Piura, considerando parámetros locales reales, a través de un caso de estudio.

4.1 Metodología de diseño

Para dar un mejor alcance de la metodología de diseño se presentará un caso de estudio, siendo éste el Pavimento rígido Dren Sullana. Tramo entre calle Ayacucho y AA.HH 18 de mayo.

En este apartado estudiaremos las distintas posibilidades existentes que permiten optimizar el diseño de subdrenaje del pavimento en mención. Todas estas posibilidades serán analizadas de manera ordenada empezando por aquellas que sean técnicamente más sencillas y más económicas.

4.2.1 Caso 1: Pavimento con una estructura convencional

Como ya se conoce, estamos estudiando el diseño de un pavimento rígido. La primera aproximación para solucionar este problema podría ser tomar un pavimento con estructura convencional y ver si puede cumplir con las condiciones de carga y drenaje, la cual la estudiaremos en este apartado. Debe tenerse en cuenta que las condiciones hidráulicas exigieron una sección transversal tipo canal de forma en "V".

Adicionalmente, debemos hacer notar que la filosofía de diseño de un pavimento rígido es tal que toda la carga es asumida por una losa de concreto transmitiendo así solicitaciones muy leves a la estructura de la subbase; más aún cuando se tienen cargas livianas como en el presente caso.

Aún cuando la sección transversal es óptima para un adecuado escurrimiento, debemos anotar de que las condiciones de lluvia intensa harán que ocurra infiltración superficial a través de la losa (por las juntas por ejemplo). Dicha infiltración humedecerá la capa de subbase y su grado de saturación dependerá directamente de su permeabilidad, la cual a su vez estará directamente relacionada con la cantidad de finos que ella posea. En lo posible, es conveniente colocar para nuestra zona afirmado como base o subbase con IP bajo ($IP = 5.5$), conteniendo menor cantidad de finos, haciéndolo más permeable pero manteniendo su estabilidad; esto está en función de la tasa de infiltración. Para el caso de pavimentos flexibles es adecuado que tengan un $IP = 4$.

Según nuestro criterio el efecto combinado de un tráfico ligero y una sección de pavimento como la antes indicada resultará en una saturación que afectará levemente la estabilidad del pavimento. Esta suposición ha sido ya verificada al comprobarse que el pavimento en estudio ha tenido un buen comportamiento durante y después del fenómeno lluvioso 97-98.

Todos estos criterios dejan de tener sentido cuando se enfrenta un tráfico pesado intenso bajo fuertes condiciones de lluvia. En este caso, creemos que la subbase sufriría dos efectos importantes: i) la pérdida de estabilidad expresada en una especie amasamiento de la subbase que hará su comportamiento algo plástico; y ii) el pumping que será agudo sobre todo por el nivel de carga presente.

Todo este análisis nos hace comprender mejor porque se recomendó reducir el tráfico y la velocidad vehicular; medidas con las cuales se buscó proteger la estabilidad de la subbase.

Es bueno notar, que todo este análisis, como se sabe, se ha realizado para pavimento rígido. En el caso de pavimento flexible la capa de rodadura ya no asumirá toda la carga si no la base y por tanto el efecto será aún mayor.

Con los datos de resistencia del concreto a la flexión (Módulo de rotura); resistencia de la subrasante o suelo de fundación; pesos, frecuencias y tipos de carga que el pavimento soportará y periodo de diseño se ha llegado a la estructura de pavimento que se detalla en la figura 4.1.

El material de subbase utilizado por el consultor, 85% de cantera La Blanca y 15 % de Km 7 Piura Sullana (granulometría en anexo IV) se encuentra en el huso granulométrico de la gradación B de la tabla 4.1.

Subbase (Afirmado con 85% de Cantera La Blanca y 15% km 7 Piura-Sullana) con 20 cm de espesor

Capa de rodadura. Losa de concreto ($f'_c=210\text{kg/cm}^2$) con 20 cm de espesor

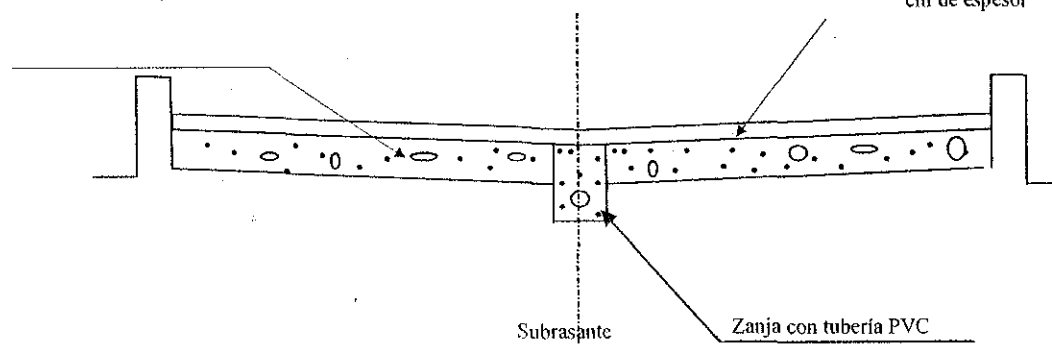


Figura 4.1 Pavimento con subbase convencional

Tabla 4.1 Requisitos para la granulometría de las mezclas de suelos y agregados

Tamiz		Porcentaje en peso del material que pasa los tamices indicados					
Pulg.	mm	A	B	C	D	E	F
2	50	100	100	-	-	-	-
1	25	-	75-95	100	100	100	100
3/8	9.5	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
Nº 4	4.75	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
Nº 10	2.00	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
Nº 40	0.425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
Nº 200	0.075	2-8	5-15	5-15	5-20	6-20	8-25

AASTHO designación M-147-65

Verificación de los criterios de filtro

Debemos tener en cuenta que otra manera en que puede saturarse la subbase es por medio del agua ascendente del nivel freático y así mismo puede producir la migración de finos de la subrasante hacia la subbase. Para realizar el análisis utilizamos la curva granulométrica representativa de la subrasante (anexo II) la cual se obtuvo luego de realizar tres calicatas y la curva granulométrica de la subbase (anexo III).

- 1) Criterio de erosión: $\frac{D_{15} \text{ subbase}}{D_{85} \text{ subrasante}} = \frac{0.114}{0.246} = 0.463 < 5$ Ok
- 2) Criterio de permeabilidad: $\frac{D_{15} \text{ subbase}}{D_{15} \text{ subrasante}} = \frac{0.114}{0.041} = 2.780 > 5$ No pasa
- 3) Criterio adicional: $\frac{D_{50} \text{ subbase}}{D_{50} \text{ subrasante}} = \frac{8.769}{0.121} = 72.471 < 25$ No pasa

Puede verse que no se produce la migración de material de la subrasante hacia la subbase cuando el agua asciende ni la subbase se comporta como filtro, pero existe el peligro de que el agua sature completamente la subbase pudiendo fallar la estructura del pavimento debido a que la subbase pierde las características de estabilidad. Así mismo, se realizó el análisis con el afirmado de la cantera La Ransa (tabla 1-anexo I) y tampoco cumple. Por tanto, parece no haber un material de afirmado convencional que cumpla. Ante esto, es necesario considerar un sistema de filtro que evite el ascenso del agua subterránea.

4.2.2 Caso 2: Pavimento con filtro como subbase

En el caso anterior se ha analizado el posible uso de un pavimento con estructura convencional y se ha llegado a la conclusión que sería óptimo que la misma subbase que aportase estabilidad aporte también drenaje, para ello procederemos de manera inversa al caso anterior. Es decir, buscaremos un material que satisfaga todas las condiciones de filtro y una vez hallado verificaremos su estabilidad.

Con esta concepción, se ha realizado el análisis con diversos materiales de la zona: materiales de gradación abierta (agregado grueso), agregado fino y hormigón de Sojo cuyo análisis de criterios de filtro se muestra en las tablas 2, 3 y 4 del anexo I y hemos encontrado que el hormigón de Sojo cumple con las condiciones citadas arriba. Es decir, la estructura de pavimento propuesta es la mostrada en la figura 4.2.

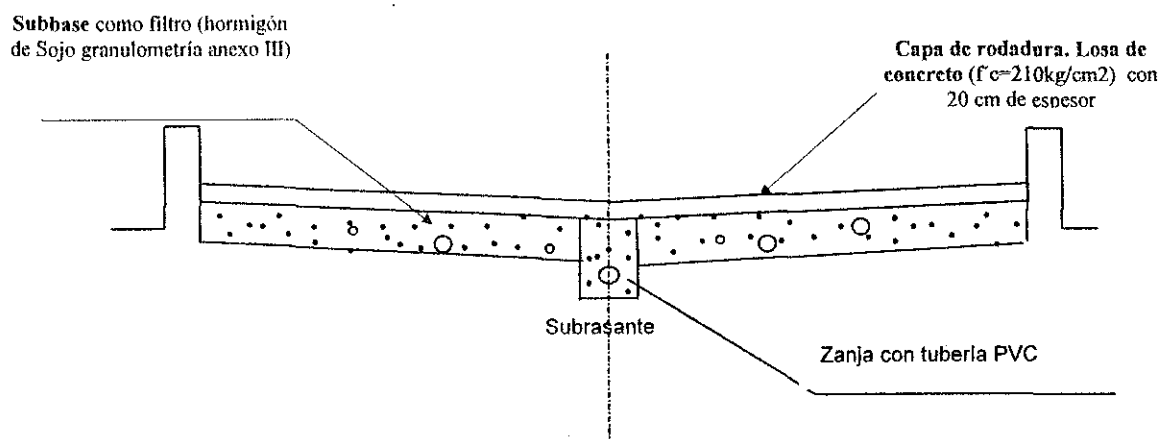


Figura 4.2 Pavimento con subbase como filtro

4.2.2.1 Verificación de los Criterios de filtro

Para realizar el análisis de los criterios de filtro se considera a la subbase como el filtro y a la subrasante como el suelo protegido.

$$1) \text{ Criterio de erosión} \quad \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ subrasante}}} = \frac{0.287}{0.246} = 1.167 < 5 \quad \text{ok}$$

$$2) \text{ Criterio de permeabilidad} \quad \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ subrasante}}} = \frac{0.287}{0.041} = 7.00 > 5 \quad \text{ok}$$

$$3) \text{ Criterio adicional} \quad \frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ subrasante}}} = \frac{2.863}{0.121} = 23.661 < 25 \quad \text{ok}$$

Efectivamente se puede notar que al ascender el agua no hay migración de material fino de la subrasante hacia la subbase (hormigón de Sojo) y además ésta funciona como filtro para captar el agua y ser evacuada inmediatamente.

Este hormigón de Sojo tiene dos características importantes: tener comportamiento de una subbase de gradación abierta que aporta permeabilidad; y garantizar la prevención de la erosión al tener una granulometría que protege la subrasante.

Una vez encontrado el material que aporta la condición de filtro, verificaremos a continuación si cumple con la estabilidad.

4.2.2.2 Verificación de la condición de estabilidad

El hormigón de Sojo es un material que difícilmente cumple la condición de estabilidad debido a que su granulometría (Anexo VI) está fuera del huso granulométrico dado en la tabla 4.1.

Por esta última razón, queda también descartada esta opción ya que no cumple con el criterio de estabilidad necesario.

4.2.2.3 Posible mejoramiento de la estabilidad

Cabe anotar que el hormigón Sojo es un material que al ser mezclado con una pequeña cantidad de asfalto o cemento podría lograr una mejora significativa en su estabilidad. Efectivamente, un 2% de asfalto ha demostrado ser una buena garantía en muchos casos tal como ha sido mencionado en el capítulo 2. En nuestro medio, no se encuentra ninguna experiencia con estos estabilizantes, razón por la cual no ahondamos en este tema, siendo un tema más, dentro de esta línea de investigación.

Adicionalmente, es oportuno mencionar que existe otro material de agregado fino de Cerro Mocho (Anexo VII) que cumple mejor las condiciones de filtro (tabla 4 del anexo I) que el hormigón de Sojo, pero presenta menores condiciones de estabilidad que éste.

Debemos agregar que en nuestra opinión, es más económico estabilizar el hormigón de Sojo que el material fino de Cerro Mocho ya que el primero tiene mejores condiciones de estabilidad.

4.2.3 Caso 3 Pavimento con subbase para estabilidad y filtro para drenaje

Las conclusiones de los casos 1 y 2 hacen ver la necesidad de un estrato de filtro adicional a la capa de subbase, tal que juntos garanticen drenaje y estabilidad respectivamente. Esta opción será analizada en este caso. Como se recordará, el caso 1 nos enseñó que hay infiltración superficial que puede pasar a través de la subbase saturándola; por ello será necesario ahora considerar dos posibles situaciones de diseño: i) Cuando el nivel freático suba, el suelo a proteger será la subrasante; y ii) Cuando el agua baje (por infiltración superficial), el suelo a proteger será la subbase. Con este criterio se procedió a realizar los análisis utilizando diversos materiales de la zona como se muestra en las tablas 2, 3 4,5,6 y 7 del anexo I, luego de lo cual se concluye que el agregado fino de Cerro Mocho (Anexo VII) y el material de afirmado (85% de cantera La Blanca y 15% de Km 7 Piura Sullana) cumplen con las condiciones de filtro y estabilidad necesarios respectivamente. Por tanto, la estructura de pavimento es la siguiente mostrada en la figura 4.3

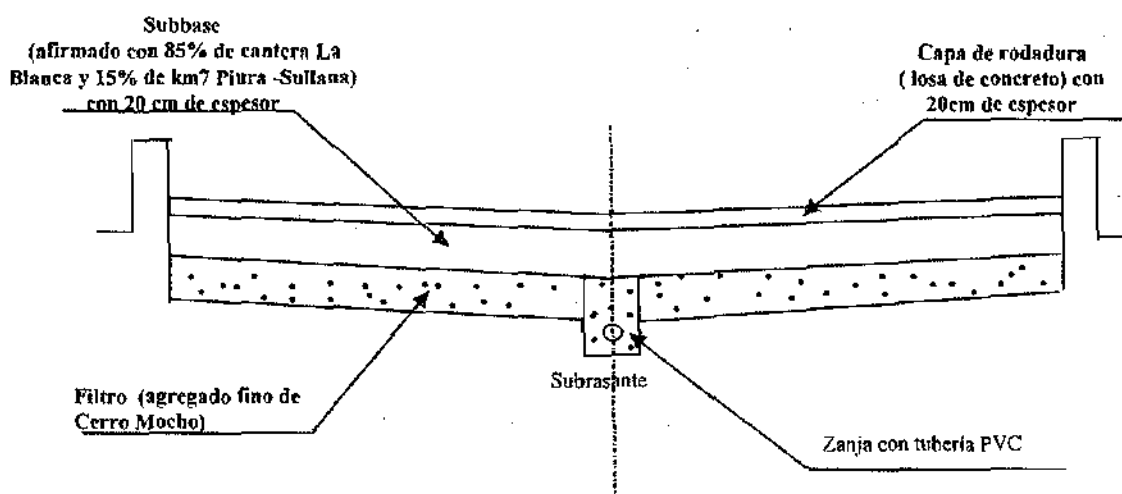


Figura 4.3 Pavimento con subbase como filtro

4.2.3.1 Criterio de filtro

a) Cuando el nivel freático sube

Se considera a la subrasante como el suelo protegido y se analiza la interfase subrasante-filtro fino

1. Criterio de erosión	$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ subrasante}}} = \frac{0.625}{0.246} = 2.541 < 5$	ok
2. Criterio de permeabilidad	$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ subrasante}}} = \frac{0.621}{0.041} = 15.244 > 5$	ok
3. Criterio adicional	$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ subrasante}}} = \frac{1.390}{0.121} = 11.488 < 25$	ok

b) Cuando el agua desciende

Se considera a la subbase como el suelo protegido y se analiza la interfase subbase-filtro fino.

1. Criterio de erosión	$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ subbase}}} = \frac{0.625}{34.284} = 0.018 < 5$	ok
2. Criterio de permeabilidad	$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ subbase}}} = \frac{0.625}{0.114} = 5.482 > 5$	ok
3. Criterio adicional	$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ subbase}}} = \frac{1.390}{8.769} = 0.159 < 25$	ok

Una vez satisfechos los criterios de estabilidad y de filtro procedemos al dimensionamiento del filtro en función a su capacidad de drenaje y tasa de infiltración superficial y subterránea.

4.2.3.2 Dimensionamiento del filtro para la estructura de pavimento del caso 3

a) Estimación del flujo interno

a.1) Infiltración superficial

El cálculo de la cantidad de infiltración que puede presentarse en este pavimento se ha llevado a cabo siguiendo tres criterios.

i. Según Cedergren

Cedergren basa principalmente sus análisis en la intensidad de lluvia y calcula el valor de la tasa de infiltración de diseño multiplicando la tasa de lluvia de 1h de duración/ 1 año de

frecuencia por un coeficiente que varía de 0.5 a 0.67 para pavimentos de concreto. Él usa la figura 3.1 (correspondiente a los EE.UU) para determinar la tasa de lluvia de 1hr de duración/ 1año de frecuencia.

ii. Según nuestra propuesta

Cedergren usa la figura 3.1 que recoge la realidad de lluvias en EE.UU la misma que es diferente a la realidad del Perú y de Piura en particular. En nuestra zona no es frecuente llover todos los años a intensidades de lluvias promedios sino cada cierto tiempo en frecuencias irregulares. Al tomar la frecuencia de un año para 1hr de duración se estaría subdimensionando como se dijo en el capítulo I. Como se dijo en el capítulo II, según Ardila (2001) el departamento de Piura cuenta con una mapa de isoyetas similar a la figura 3.1 pero para 1 hora de duración y 10 años de periodo de retorno, siendo una limitante para nuestro diseño que considera 25 años de periodo de retorno. El trabajo de Vegas (2005) es el más apropiado, sabiendo que ella sí considera periodo de retorno de 25 años. El sustento de uso de los resultados de Vegas fueron considerados también en el capítulo I. Por tanto la intensidad de diseño para nuestro caso de 1hr de duración y 25 años de frecuencia es 49.70 mm/h.

Según Cedergren al sugerir un coeficiente de infiltración de 0.5 a 0.67 para pavimentos rígidos, se originaría una infiltración superficial entre 24.85 y 33.30 mm/h, siendo este último valor el escogido.

c. Según Ridgeway

Ridgeway basa principalmente su análisis en la duración de la lluvia y calcula el valor de la tasa de infiltración de diseño utilizando la ecuación 2.2. En nuestro caso, en particular, donde $N=2$, $W_p=7$ m y $C_s=4$ m, según dicha ecuación, el caudal de infiltración superficial es 5.81 mm/h. Valores similares se podrían obtener para 1hr de duración con 1 año de frecuencia para nuestra zona como se puede ver en la tabla 1.1, lo cual es incierto para nuestra realidad. Esto explica aún más que el método de Ridgeway es más usado para EE.UU donde el régimen de lluvia es diferente.

Intensidad escogida

Luego de un análisis de los métodos expuestos, podemos concluir que la intensidad máxima que se da en la zona de este pavimento es de 33.30 mm/h; por tanto, la tasa de infiltración proveniente de la infiltración superficial por unidad de área que llega al filtro es:

$$q_i = 33 \text{ mm/hr} = 33.3 \text{ mm/hr} \times \frac{\left(\frac{1\text{m}}{1000 \text{ mm}}\right)}{\left(\frac{1\text{día}}{24 \text{ hr}}\right)} \times \text{m}^2/\text{m} = 0.80 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$$

El caudal que llega a la tubería debido a la infiltración es:

$$q_L = 2(q_i \frac{W}{2}) = 2(0.80 \times \frac{7}{2}) = 5.60 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

a.2) Filtración de agua subterránea

Para la determinación de la filtración de agua de subterránea se sigue el siguiente procedimiento:

i) Determinación de la permeabilidad de la subrasante

Con $\gamma_d=1.69 \text{ gr/cm}^3$ y $G_s=2.67$, de la ecuación 2.9, $n = 1 - \frac{1.69}{2.67} = 0.367$

De la Curva granulométrica de la subrasante (Anexo II), obtenemos $D_{10}= 0.034\text{mm}$ (ecuación 2.7) y $P_{200}=31.98$.

Reemplazando los valores de n , D_{10} y P_{200} en la ecuación 2.8, la permeabilidad de la subrasante es:

$$k = \frac{1.867 \times 10^{-5} (0.034)^{1.478} (0.653)^{6.654}}{(31.98)^{0.597}} = 0.200 \text{ m/día}$$

De un ensayo hecho en el laboratorio usando el permeámetro de carga constante se obtuvo también la permeabilidad del suelo de la subrasante, como puede constar en el anexo II, igual a:

$$k = 0.00017 \text{ cm/s} = 0.15 \text{ m/día}$$

El valor recomendable a ser tomado para el diseño es el que se obtenga de laboratorio porque la ecuación 2.8 es una fórmula empírica donde los valores que se obtengan de ella sólo servirán como referencia así como son los rangos presentados en la tabla 4.2. Por tanto, el valor a usarse es 0.15 m/día obtenido de laboratorio.

ii) Cálculo del caudal por encima de la capa de drenaje q_1 , proveniente del talud en corte deprimido

Reemplazando los valores de $H=10.4\text{m}$ y $H_0=10\text{m}$, en la ecuación 3.4, el valor de L_i viene dado por:

$$L_i = 3.8(10.40 - 10.00) = 1.52\text{m}$$

De igual forma reemplazando los valores de H , H_0 y L_i , en la ecuación 3.3, el valor de q_1 es igual a:

Coeficiente de Permeabilidad k en cm / s (escala logarítmica)																
		10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹			
Drenaje		Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable					
Tipo de Suelo	Grava Limpia	Arenas limpias, mezclas de grava y arena limpias				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de limo arenoso y arcilla, arena glacial y depósitos de arena estratificada, etc.					Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas bajo zonas de intemperismo.					
						Suelos impermeables modificados por efectos de la vegetación y la intemperie										
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo en su posición original - ensayos de bombeo. Confiable si es conducido apropiadamente. Requiere experiencia considerable.															
	Permeámetro de carga constante. Poca experiencia requerida															
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga variable. Confiable. Requiere poca experiencia				Permeámetro de carga variable. No confiable. Requiere mucha experiencia				Permeámetro de carga variable. Bastante confiable. Es necesario experiencia considerable						
	Cálculos a partir de la distribución del tamaño de grano. Aplicable sólo a gravas y arenas no cohesivas limpias.											Cálculos basados en ensayos de consolidación. Confiable. Requiere experiencia considerable.				

Figura 4.2 Permeabilidad y características de drenaje de Suelo. (Tabla 2.6, pag. 48, de Mecánica de Suelos en la práctica de Ingeniería. K. Terzaghi y R. B. Peck, Willey, New Cork, 1948)

$$q_1 = 0.15 \times (10.4 - 10)^2 / (2 \times 1.52) = 0.008 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

iii) Cálculo del caudal q_2 proveniente debajo de la capa de drenaje:

Con $\frac{W}{H_o} = \frac{7\text{m}}{10\text{m}} = 0.70$ y $\frac{(L_i + 0.5W)}{H_o} = \frac{(1.52 + 0.5 \times 7)}{10} = 0.502$, entrando en la figura 3.2, obtenemos la relación $\frac{k(H - H_o)}{2q_2} = 0.38$. Por tanto, despejando dicha relación, el valor de q_2 es:

$$q_2 = \frac{0.15 \times (10.40 - 10.00)}{2(0.38)} = 0.079 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

El flujo interno proveniente de agua subterránea para el filtro por unidad de área, q_g es:

$$q_g = \frac{2(q_1 + q_2)}{W} = \frac{2(0.008 + 0.079)}{7} = 0.0249 \text{ m}^3/\text{día/m}^2$$

iv) Cálculo del caudal proveniente del agua subterránea y que llega a la tubería

$$q_L = 2(q_1 + q_2) = 2(0.008 + 0.079) = 0.174 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

a.3) Flujo interno de diseño

El cálculo de flujo interno de diseño es encontrado usando la ecuación 3.9 al no haber acción de helada:

$$q_d = q_1 + q_g = 0.800 + 0.0249 = 0.825 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

b) Determinación del espesor

El filtro debe tener una capacidad de drenaje tal que sea mucho mayor que $q_d L$.

$$q_d L = 0.825 \times 3.5 = 2.887 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

b.1) Cálculo de la permeabilidad del filtro (material fino de Cerro Mocho)

Para el material de la cantera de Cerro Mocho cuya granulometría está en el anexo VII, que cumple con los criterios de filtro, no se ha realizado el ensayo de permeabilidad por lo que se hará uso de la ecuación 2.8.

Con $\gamma_d=1.91 \text{ gr/cm}^3$ y $G_s=2.60$, de la ecuación 2.9, $n=1-\frac{1.91}{2.60}=0.265$.

De la Curva granulométrica del agregado fino de Cerro Mocho $D_{10}=0.479 \text{ mm}$ y $P_{200}=0.4$. Reemplazando los valores de D_{10} , P_{200} y n en la ecuación 2.8, la permeabilidad del agregado fino de Cerro Mocho es:

$$K = \frac{1.867 \times 10^{-5} (0.479)^{1.478} (0.265)^{6.654}}{(0.40)^{0.597}} = 16.02 \text{ m/día}$$

Se ha plotado dicha granulometría en la figura 2.6, como se puede ver en el anexo IX, y se obtiene un valor de permeabilidad parecido al encontrado (casi 50 pie/día). Además se encuentra en el rango establecido en la tabla 4.2

En el anexo IV también se presenta una granulometría de otro estrato de la misma cantera de Cerro Mocho pero que no cumple con el criterio de permeabilidad como se puede ver en el anexo I. Dicho material tiene la presencia de mayor contenido de finos que afectan la permeabilidad como se puede constatar en el valor de permeabilidad encontrado en laboratorio que es mucho menor; igual a 1.702 m/día.

En conclusión, podemos decir que:

- i. Se debe verificar que todo material a usarse en el diseño, cumpla con los criterios de filtro.
- ii. Cumplidos los criterios de filtro recién se puede hacer el ensayo de permeabilidad del material.

De manera general es conveniente realizar ensayos de permeabilidad en laboratorio pudiendo ser verificado principalmente con la ecuación 2.8 manteniendo los rangos de la tabla 4.2; también puede verificarse al ser plotados en la figura 2.6.

b.2) Determinación del espesor del filtro de acuerdo a su capacidad de drenaje que debe tener.

Haciendo uso de la ecuación 3.11^a vamos iterando hasta determinar el espesor adecuado:

$$q = kH\left(S + \frac{H}{2L}\right) = 16.02 \times 0.15 \left(0.02 + \frac{0.15}{2(3.5)}\right) = 0.100 \text{ m}^3/\text{día/m} > 2.887 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

$$q = kH\left(S + \frac{H}{2L}\right) = 16.02 \times 1.10 \left(0.02 + \frac{1.10}{2(3.5)}\right) = 3.12 \text{ m}^3/\text{día/m} > 2.887 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Se puede ver que el material de filtro requiere un espesor de 1.1 m, lo cual es inadecuado técnica y económicamente. Esto quiere decir que el agregado fino de Cerro Mocho no es adecuado para cumplir las condiciones de drenaje.

4.2.4 Caso 4: Pavimento con una subbase para estabilidad, filtro grueso y filtro fino

El caso anterior no constituye una solución. Para mejorar las condiciones de drenaje se requiere un filtro más grueso para permitir una excelente evacuación.

Al colocar un filtro de agregado grueso entre la subbase y la subrasante, como se vio en el caso 3, se producía erosión de material de la subrasante hacia el filtro. Para evitarlo, se debe usar un filtro fino entre el filtro grueso y la subrasante. Todo esto se justifica con lo expresado en el capítulo 1: "Cuando una gran cantidad de agua requiere ser removida, serán necesarios dos filtros, uno para permitir el drenaje (filtro grueso) y otro para evitar la erosión (filtro fino)".

Esta será pues la estructura a considerar, en la cual deberán analizarse las distintas situaciones cuando el agua suba o baje.

Luego de analizar los distintos materiales de la zona (tablas 4, 8, y 6 de anexo I) concluimos que: i) El material de afirmado con 85% de cantera La Blanca y 15% del km 7 carretera Piura-Sullana se utilizará como subbase para dar estabilidad, ii) Agregado grueso de Vice se utilizará como filtro grueso (Anexo VIII) y iii) Agregado fino de Cerro Mocho (Anexo VII) se utilizará como filtro fino. Por tanto, la estructura de pavimento será la que se muestra en la figura 4.4 siguiente:

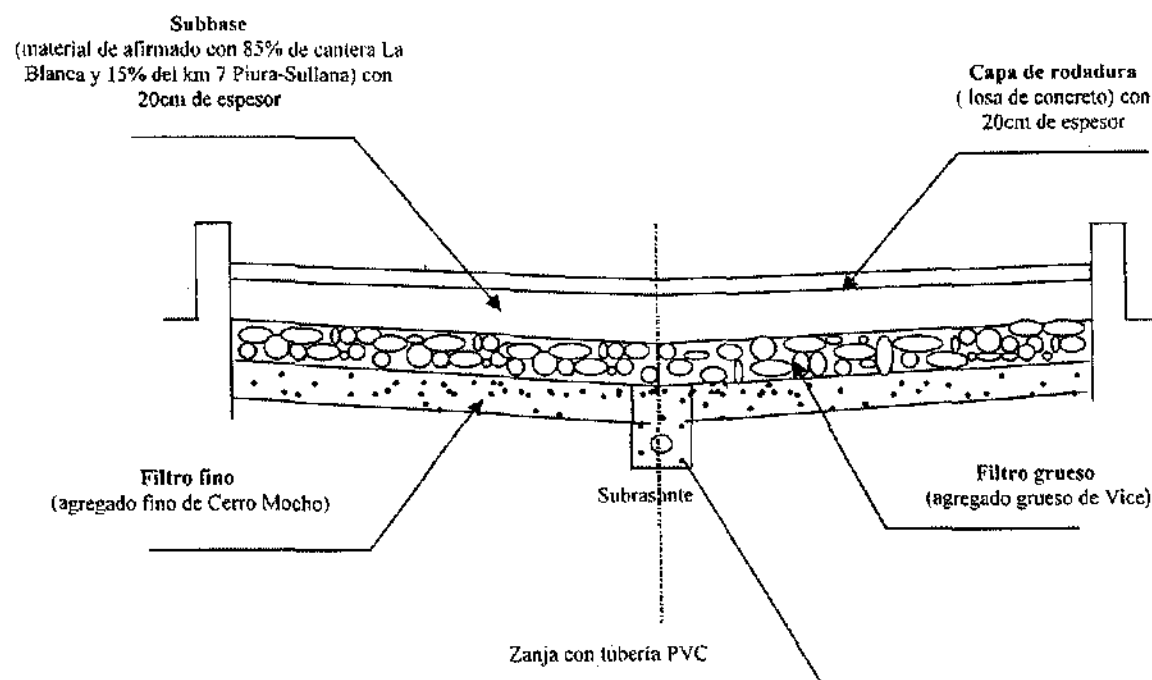


Figura 4.4 Pavimento con subbase, filtro fino y filtro grueso

4.2.4.1 Criterios de filtro

a) Cuando agua sube

a.1 Interface subrasante-filtro fino:

Se considera que el suelo protegido es la subrasante:

$$1. \text{ Criterio de erosión: } \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ subrasante}}} = \frac{0.625}{0.246} = 2.541 < 5 \quad \text{ok}$$

$$2. \text{ Criterio de permeabilidad: } \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ subrasante}}} = \frac{0.621}{0.041} = 15.244 > 5 \quad \text{ok}$$

$$3. \text{ Criterio de adicional: } \frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ subrasante}}} = \frac{0.390}{0.121} = 3.223 > 5 \quad \text{ok}$$

a.2 Interface filtro fino-filtro grueso

Consideraremos que el suelo protegido, ahora, será el filtro fino

$$1. \text{ Criterio de erosión: } \frac{D_{15 \text{ filtro grueso}}}{D_{85 \text{ filtro fino}}} = \frac{8.430}{3.414} = 2.469 < 5 \quad \text{ok}$$

$$2. \text{ Criterio de permeabilidad: } \frac{D_{15 \text{ filtro grueso}}}{D_{15 \text{ filtro fino}}} = \frac{8.430}{0.625} = 13.488 > 5 \quad \text{ok}$$

$$3. \text{ Criterio de adicional: } \frac{D_{50 \text{ filtro grueso}}}{D_{50 \text{ filtro fino}}} = \frac{15.300}{1.390} = 11.007 > 5 \quad \text{ok}$$

b) Cuando agua desciende

b.1 Interface subbase-filtro grueso

Consideraremos ahora la subbase como el suelo protegido

1. Criterio de erosión: $\frac{D_{15 \text{ filtro grueso}}}{D_{85 \text{ subbase}}} = \frac{8.430}{34.284} = 0.246 < 5 \quad \text{ok}$

2. Criterio de permeabilidad: $\frac{D_{15 \text{ filtro grueso}}}{D_{15 \text{ subbase}}} = \frac{8.430}{0.114} = 73.947 > 5 \quad \text{ok}$

3. Criterio de adicional: $\frac{D_{50 \text{ filtro grueso}}}{D_{50 \text{ subbase}}} = \frac{15.305}{8.769} = 1.745 < 25 \quad \text{ok}$

4.2.4.2 Dimensionamiento de los filtros para la estructura de pavimento del caso

a) Estimación del flujo interno

a.1) Infiltración superficial

La intensidad máxima por 1hr de duración por 25 años de frecuencia que puede presentarse en este pavimento es el mismo calculado en el caso anterior. Es decir, usaremos 33.30 mm/h. Por tanto, el caudal proveniente de la infiltración superficial por unidad de área que llega al filtro es:

$$q_i = 33 \text{ mm/hr} = 33.3 \text{ mm/hr} \times \frac{\left(\frac{1\text{m}}{1000 \text{ mm}}\right)}{\left(\frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hr}}\right)} \times \text{m}^2/\text{m} = 0.80 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$$

El caudal que llega a la tubería debido a la infiltración es:

$$q_L = 2\left(q_i \frac{W}{2}\right) = 2\left(0.555 \times \frac{7}{2}\right) = 5.60 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$$

a.2) Filtración de agua subterránea

El flujo interno proveniente de agua subterránea para el filtro grueso por unidad de área, q_g es igual al calculado en el caso anterior, es decir 0.033 m³/día/m.

Cálculo del caudal proveniente del agua subterránea y que llega a la tubería es igual al calculado en el caso anterior, es decir 0.116 m³/día/m.

a.3) Flujo interno de diseño

El cálculo de flujo interno de diseño es encontrado usando la ecuación 3.9 al no haber acción de helada:

$$q_d = q_i + q_g = 0.800 + 0.0249 = 0.825 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

b) Determinación del espesor de los filtros y tiempo de drenaje del filtro grueso

El filtro debe tener una capacidad de drenaje tal que sea mucho mayor que $q_d L$.

$$q_d L = 0.825 \times 3.5 = 2.887 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

b.1) Cálculo de la permeabilidad de los filtros

i. Para el filtro fino:

La permeabilidad del filtro fino (agregado fino de Cerro Mocho), la cual fue calculada anteriormente es 16.02 m/día.

ii. Para el filtro grueso

La permeabilidad se obtiene con aproximación al comparar su granulometría (anexo VI) con las de la figura 2.6; por tanto su valor es $k = 6096 \text{ m/día}$.

Haciendo uso en laboratorio del permeámetro de carga constante se trató de determinar en laboratorio la permeabilidad del filtro grueso como consta en el anexo VIII, obteniéndose un valor demasiado bajo no adecuado a los rangos detallados en la tabla 4.2, trayendo consigo una interrogante. Luego de un extenso análisis a la pregunta de un resultado bajo se hizo el ensayo de permeabilidad sólo de las piedras porosas del permeámetro, obteniéndose el mismo resultado; era evidente que las piedras porosas disminuían la velocidad de drenaje entre los poros del filtro grueso. Para obtener el resultado verdadero del agregado grueso es necesario hacerlo con un permeámetro tal que sus piedras porosas permitan retener el material del agregado grueso y a la vez permitan fluir con facilidad el agua que pasa entre los poros del mismo filtro grueso. **En conclusión el laboratorio de suelos necesita equiparse con un aparato adecuado que permita medir la permeabilidad de gravas limpias.**

Todo ensayo de permeabilidad depende de varios factores como la granulometría, la gravedad específica y la densidad compactada máxima (100% del del proctor modificado) o el peso unitario, cuyos parámetros son contemplados en la ecuación 2.8.

b.2. Determinación de los espesores de los filtros en base a la capacidad de drenaje

i. Para el filtro grueso

$H=10$ cm y usando la ecuación 3.11^a, tenemos que:

$$q = kH\left(S + \frac{H}{2L}\right) = 6096 \times 0.10 \left(0.02 + \frac{0.10}{2(3.5)}\right) = 20.90 \text{ m}^3/\text{día/m} > 2.887 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

Con un espesor de 10cm de material de agregado grueso se logra una gran capacidad de drenaje.

ii. Para el filtro fino

Según nuestro criterio el espesor del filtro fino debe ser tal que su capacidad de drenaje sea mayor que q_2 ($H=20$ cm). Usando la ecuación 3.11^a tenemos:

$$q = kH\left(S + \frac{H}{2L}\right) = 16.02 \times 0.20 \left(0.02 + \frac{0.20}{2(3.5)}\right) = 0.150 \text{ m}^3/\text{día/m} > 0.105 \text{ m}^3/\text{día/m}$$

b.3) Veamos ahora el tiempo para el 50% y 95% de drenaje del filtro grueso

De la 3.12, el valor de t_{50} es:

$$t_{50} = \frac{0.358(3.5)^2}{(2 \times 6096(0.10 + 0.02(3.5)))} = 0.0021 \text{ día} = 0.051 \text{ hr} < 2 \text{ hr} \quad \text{ok}$$

Entrando con $S_r = LS/H = 3.5 \times 0.02 / 10 = 0.70$ (ecuación 3.14) a la figura 3.6, se obtiene que $T_r = 2.2$; por tanto, despejando ecuación 3.13 se obtiene que t_{95} es:

$$t_{90} = 2.2 \times \frac{0.358(3.5)^2}{6096(0.10)} = 0.016 \text{ día} = 0.38 \text{ hr} < 1 \text{ hr} \quad \text{ok}$$

Esta opción de 10 cm de espesor de filtro grueso de agregado grueso de Sojo con 20cm de filtro fino de agregado fino de Cerro Mocho adyacente para protegerlo de la subrasante, cumple con evacuar toda el agua proveniente de infiltración superficial y filtración subterránea y en el tiempo previsto menor a una hora. Esta solución constituye la mejor opción y es nuestra solución óptima.

Económicamente es aún mucho mejor la utilización de Geotextil en lugar de filtro fino. Para la elección de geotextil se deben seguir las especificaciones indicadas en el capítulo III y lo indicado por el fabricante.

4.2.5 Diseño de la zanja y tubería para la alternativa de solución

4.2.5.1 Zanja

La zanja será de material de agregado fino de Cerro Mocho de tal manera de no haber erosión de la subrasante y subbase hacia este material de zanja. Con $k=16.02$ m/día, $q_L=5.774$ m³/día/m, de la ecuación 3.15, el ancho de la zanja es:

$$B = \frac{q_L}{K} = \frac{5.774 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}}{16.02 \text{ m}/\text{día}} = 36 \text{ cm}$$

Asumiremos una zanja de 40 cm de ancho con una altura de 50 cm.

En caso de haber existido erosión de material de la subrasante y subbase al material de filtro de zanja (Arena de Cerro Mocho), el uso de geotextil es lo más adecuado (figura 2.9).

4.2.5.2 Tubería

Con $n=0.02$ (tubería de plástica), $q_L=q_{L1} + q_{L2} = 5.60 + 0.174 = 5.774$ m³/día/m (62.15 pie³/día/pie), $L_0=100$ m (328 pie), y $S=0.02$, de ecuación 3.18, el diámetro de la tubería es:

$$D = \left(\frac{nq_L L_0}{53S^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.012 \times 62.15 \times 328}{53 \times \sqrt{0.02}} \right)^{0.375} = 3.69 \text{ pulg (escogeremos } D=4 \text{ pulg)}$$

Con D_{15} de material de agregado fino de Cerro Mocho igual a 3.414 mm, de ecuación 1.23, el diámetro del agujero que debe tener los agujeros de la tubería debe ser menor de 3.414 mm. La distribución y separación de estos agujeros son especificadas en la figura 2.11

Se ha realizado un programa "DISUBPAV" en una hoja de cálculo - Excel que permite realizar el diseño de subdrenaje para todo tipo de pavimentos, acelerando el trabajo en obtención y optimización de resultados; siendo ello, un aporte adicional a la presente tesis. El procedimiento de diseño realizado en el presente capítulo se realizó en dicho programa cuyos resultados se muestran en el anexo X.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Todo ensayo de permeabilidad depende varios factores como la granulometría, la gravedad específica la densidad compacta (100% proctor modificado) y peso peso unitario.
2. Es imprescindible colocar un diseño que evite que la subbase se sature, pues, de otra manera, perderá sus características de estabilidad tal como ya fue explicado oportunamente.
3. Se concluye que es importante colocar dos capas de filtro en pavimentos de nuestra zona: Uno grueso que garantice la permeabilidad y otro fino que impida la erosión. Se han encontrado dos canteras que cumplen con estos requerimientos.
4. Luego de analizar los diseños detenidamente, concluimos que la mejor ubicación del filtro grueso es debajo de la subbase; y la del filtro fino debajo de aquel; con la otra posibilidad de reemplazar filtro fino por geotextil.
5. Se debe verificar que un determinado material a usarse como filtro cumpla con los criterios de filtro; cumplidos estos criterios recién se puede hacer ensayo de permeabilidad.
6. Es importante decir que en una misma cantera se pueden tener materiales con diferentes permeabilidades y diferentes resultados frente a los criterios de filtro debido a la variabilidad de su estatigrafía, pero el material escogido debe ser tal que cumpla las mejores condiciones evaluando los criterios señalados en el punto anterior.
7. El Laboratorio de Suelos necesita equiparse con un aparato adecuado que permita medir la permeabilidad de gravas limpias, parámetro muy importante para el diseño.

8. Es posible trabajar la metodología en una hoja de cálculo tal que permita acelerar la obtención de resultados y manejo de optimización de resultados. Una demostración de un programa en hoja de cálculo se hace en el anexo VIII
9. Siempre que haya cierta seguridad de que la base se haya saturado, se recomienda bajar el nivel de carga y su frecuencia. Es decir, es importante reducir el tráfico vehicular y la velocidad a la cual se circule. Esta es la única manera de asegurar que el pavimento sumergido sobreviva.
10. El caso de subdrenaje en pavimento flexible es más agudo debido a que la capa de base es la que asume la carga y ahí hay mayor necesidad de protegerla. Por tanto los criterios para evitar que la base y subbase se saturen deben ser aún más rigurosos.
11. Concluimos que una solución buena es la estabilización de base de gradación abierta (agregado grueso) con un porcentaje de asfalto. Dicha base estabilizada es aún más necesaria en pavimentos flexibles con el uso de capa de rodadura con mezcla drenante que permite ingresar el agua hacia el interior de los pavimentos evacuando el agua superficial de manera rápida. Pero esta opción, de usar bases estabilizadas y mezclas drenantes, la dejamos de lado, pues, constituye un tema de investigación aparte en esta línea de trabajo
12. Se concluye que el tratamiento multidisciplinario es importante en los diseños de ingeniería; pues, se ha demostrado que en este problema se combinan varios factores: hidrológicos, geotécnicos, de tráfico, de carreteras y de regulación municipal.

BIBLIOGRAFIA

Ardila Ramírez Jorge Eduardo. Tesis de Pregrado "Determinación de tormentas de diseño para el departamento de Piura, 2001.

Cedergren, Harry R. Seepage, drainage and flow nets, USA, 1990, Third edition.

Chuyes Gutiérrez Carlos Alberto. Tesis de Pregrado "Diseño de subdrenaje de pavimentos y su aplicación a dos zonas de Piura", 1999.

Farías de Reyes Clara Marina. "Estudio Hidrológico para el sistema de evacuación pluvial de la zona del terminal terrestre – Piura", 2004.

Huang, Yang H. Pavement anlysis and design, editorial Prencite-Hall, USA, 1993.

Vegas Merino Sara. Tesis de Postgrado "Tendencias Modernas en el Manejo de drenaje Pluvial Urbano", 2005.

ANEXO I

ANALISIS DE CRITERIOS DE FILTRO

**PAVIMENTO RIGIDO DREN SULLANA ENTRE CALLE AYACUCHO
Y A.H 18 DE MAYO**

Tabla 1 Material de Afirmado como filtro y material de subrasante como suelo protegido

Filtro			Subrasante del pavimento			Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50	D15	D50	D85			
Afirmado de La Blanca y km 7 Piura Sullana	0.114	8.769	0.041	0.121	0.246	0.463	2.780	72.471
Afirmado de La Ransa y Cantera Cangrejos	0.162	5.475				0.659	3.951	45.248

Tabla 2 Material de agregado grueso como filtro y material de subrasante como suelo protegido

Filtro			Subrasante del pavimento			Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50	D15	D50	D85			
Colán	8.514	15.383	0.041	0.121	0.246	34.610	207.659	127.132
Islilla	6.052	9.377				24.602	147.610	77.496
Sojo	5.943	11.181				24.159	144.951	92.405
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.305				34.272	205.634	126.488
Terela	8.334	15.642				33.878	203.268	129.273
La Honda	8.199	19.771				33.329	199.976	163.397
Querecotillo	6.971	13.102				28.337	170.024	108.281
Rio Chira	8.397	16.498				34.134	204.805	136.347

Tabla 3 Material hormigón de Sojo como filtro y material de subrasante como suelo protegido

Filtro			Subrasante del pavimento			Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50	D15	D50	D85			
Hormigón de Sojo	0.287	2.863	0.041	0.121	0.246	1.167	7.000	23.661

Tabla 4 Material de agregado fino como filtro y material de subrasante como suelo protegido

Filtro			Subrasante del pavimento			Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50	D15	D50	D85			
Tortuga	0.172	0.575	0.041	0.121	0.246	0.699	4.195	4.752
Islilla	0.189	0.621				0.768	4.610	5.132
Cerro Mocho (Anexo IV)	0.181	0.806				0.736	4.415	6.661
Cerro Mocho (Anexo VII)	0.625	1.390				2.541	15.244	11.488
Sojo	0.485	1.526				1.972	11.829	12.612
Chilcal	0.186	0.376				0.756	4.537	3.107
Piura	0.163	0.32				0.663	3.976	2.645
Terela	0.163	0.678				0.663	3.976	5.603
Querecotillo	0.216	0.436				0.878	5.268	3.603
Rio Chira	0.382	0.896				1.553	9.317	7.405
Cruz Verde	0.301	0.627				1.224	7.341	5.182

Tabla 5 Material de agregado fino como filtro y material de afirmado como suelo protegido

Filtro			Suelo protegido				Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50		D15	D50	D85			
Tortuga	0.172	0.575	Afirmado Cantera La Blanca	0.114	8.769	34.284	0.005	1.509	0.066
Islilla	0.189	0.621					0.006	1.658	0.071
Cerro Mocho (Anexo IV)	0.181	0.806					0.005	1.588	0.092
Cerro Mocho (Anexo VII)	0.625	1.39					0.018	5.482	0.159
Sojo	0.485	1.526					0.014	4.254	0.174
Chilcal	0.186	0.376					0.005	1.632	0.043
Piura	0.163	0.32					0.005	1.430	0.036
Terela	0.163	0.678					0.005	1.430	0.077
Querecotillo	0.216	0.436					0.006	1.895	0.050
Rio Chira	0.382	0.896					0.011	3.351	0.102
Rio Verde	0.301	0.627					0.009	2.640	0.072
Tortuga	0.172	0.575	Afirmado Cantera La Ransa y Cantera Cangrejos	0.162	5.474	21.011	0.008	1.062	0.105
Islilla	0.189	0.621					0.009	1.167	0.113
Cerro Mocho (Anexo IV)	0.181	0.761					0.009	1.117	0.139
Cerro Mocho (Anexo VII)	0.625	1.390					0.030	3.858	0.254
Sojo	0.485	1.526					0.023	2.994	0.279
Chilcal	0.186	0.376					0.009	1.148	0.069
Piura	0.163	0.32					0.008	1.006	0.058
Terela	0.163	0.678					0.008	1.006	0.124
Querecotillo	0.216	0.436					0.010	1.333	0.080
Rio Chira	0.382	0.896					0.018	2.358	0.164
Rio Verde	0.301	0.627					0.014	1.858	0.115

Tabla 6 Material de agregado grueso como filtro y material de afirmado como suelo protegido

Filtro			Suelo protegido				Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50		D15	D50	D85			
Colán	8.514	15.383	Afirmado Cantera La Blanca	0.114	8.769	34.284	0.248	74.684	1.754
Islilla	6.052	9.377					0.177	53.088	1.069
Sojo	5.943	11.181					0.173	52.132	1.275
Vice	8.431	15.305					0.246	73.956	1.745
Terela	8.334	15.642					0.243	73.105	1.784
La Honda	8.199	19.771					0.239	71.921	2.255
Querecotillo	6.971	13.102					0.203	61.149	1.494
Río Chira	8.397	16.498					0.245	73.658	1.881
Colán	8.514	15.383	Afirmado Cantera La Ransa y Cantera Cangrejos	0.162	5.474	21.011	0.405	52.556	2.810
Islilla	6.052	9.377					0.288	37.358	1.713
Sojo	5.943	11.181					0.283	36.685	2.043
Vice	8.430	15.305					0.401	52.037	2.796
Terela	8.334	15.642					0.397	51.444	2.858
La Honda	8.199	19.771					0.390	50.611	3.612
Querecotillo	6.971	13.102					0.332	43.031	2.393
Río Chira	8.397	16.498					0.400	51.833	3.014

Tabla 7 Material de hormigón de Sojo como filtro y material de subbase como suelo protegido

Filtro			Suelo protegido				Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50		D15	D50	D85			
Hormigón de Sojo	0.287	2.863	Afirmado Cantera La Blanca y km 7 Piura Sullana	0.114	8.769	34.284	0.008	2.518	0.326
Hormigón de Sojo	0.287	2.863	Afirmado Cantera La Ransa y Cantera Cangrejos	0.162	5.474	21.011	0.014	1.772	0.523

Tabla 8 Material de agregado grueso como filtro y material agregado fino como suelo protegido

Filtro			Suelo protegido				Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50		D15	D50	D85			
Colán	8.514	15.383	La tortuga	0.172	0.575	3.938	2.162	49.500	26.753
Islilla	6.052	9.377					1.537	35.186	16.308
Sojo	5.943	11.181					1.509	34.552	19.445
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.305					2.141	49.017	26.617
Terela	8.334	15.642					2.116	48.453	27.203
La Honda	8.199	19.771					2.082	47.669	34.384
Querecotillo	6.971	13.102					1.770	40.529	22.786
Río Chira	8.397	16.498					2.132	48.820	28.692
Colán	8.514	15.383	Islilla	0.189	0.621	3.734	2.280	45.048	24.771
Islilla	6.052	9.377					1.621	32.021	15.100
Sojo	5.943	11.181					1.592	31.444	18.005
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.305					2.258	44.608	24.646
Terela	8.334	15.642					2.232	44.095	25.188
La Honda	8.199	19.771					2.196	43.381	31.837
Querecotillo	6.971	13.102					1.867	36.884	21.098
Río Chira	8.397	16.498					2.249	44.429	26.567
Colán	8.514	15.383	Cerro Mocho (Anexo IV)	0.181	0.761	2.500	3.406	47.039	20.214
Islilla	6.052	9.377					2.421	33.436	12.322
Sojo	5.943	11.181					2.377	32.834	14.693
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.305					3.372	46.580	20.112
Terela	8.334	15.642					3.334	46.044	20.555
La Honda	8.199	19.771					3.280	45.298	25.980
Querecotillo	6.971	13.102					2.788	38.514	17.217
Río Chira	8.397	16.498					3.359	46.392	21.679
Colán	8.514	15.383	Cerro Mocho (Anexo VII)	0.625	1.390	3.414	2.494	13.622	11.067
Islilla	6.052	9.377					1.773	9.683	6.746
Sojo	5.943	11.181					1.741	9.509	8.044
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.305					2.470	13.490	11.011
Terela	8.334	15.642					2.441	13.334	11.253
La Honda	8.199	19.771					2.402	13.118	14.224
Querecotillo	6.971	13.102					2.042	11.154	9.426
Río Chira	8.397	16.498					2.460	13.435	11.869

Continúa Tabla 8

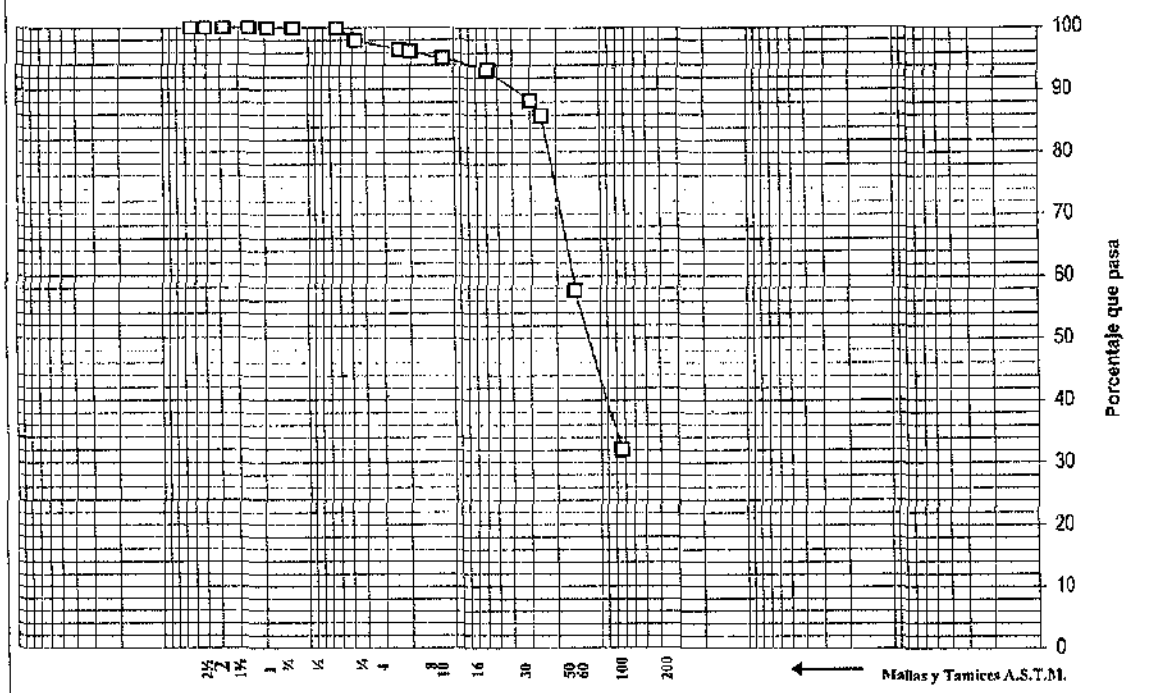
Filtro			Suelo Protegido				Criterio de erosión	Criterio de permeabilidad	Criterio Adicional
Cantera	D15	D50		D15	D50	D85			
Colán	8.514	15.38	Sojo	0.485	1.526	4.884	1.743	17.555	10.081
Islilla	6.052	9.377					1.239	12.478	6.145
Sojo	5.943	11.18					1.217	12.254	7.327
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					1.726	17.384	10.029
Terela	8.334	15.64					1.706	17.184	10.250
La Honda	8.199	19.77					1.679	16.905	12.956
Querecotillo	6.971	13.1					1.427	14.373	8.586
Río Chira	8.397	16.5					1.719	17.313	10.811
Colán	8.514	15.38	El Chilcal	0.186	0.376	1.052	8.093	45.774	40.912
Islilla	6.052	9.377					5.753	32.538	24.939
Sojo	5.943	11.18					5.649	31.952	29.737
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					8.014	45.328	40.705
Terela	8.334	15.64					7.922	44.806	41.601
La Honda	8.199	19.77					7.794	44.081	52.582
Querecotillo	6.971	13.1					6.626	37.478	34.846
Río Chira	8.397	16.5					7.982	45.145	43.878
Colán	8.514	15.38	Piura	0.163	0.678	2.171	3.922	52.233	22.689
Islilla	6.052	9.377					2.788	37.129	13.830
Sojo	5.943	11.18					2.737	36.460	16.491
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					3.883	51.724	22.574
Terela	8.334	15.64					3.839	51.129	23.071
La Honda	8.199	19.77					3.777	50.301	29.161
Querecotillo	6.971	13.1					3.211	42.767	19.324
Río Chira	8.397	16.5					3.868	51.515	24.333
Colán	8.514	15.38	Terela	0.163	0.678	2.171	3.922	52.233	22.689
Islilla	6.052	9.377					2.788	37.129	13.830
Sojo	5.943	11.18					2.737	36.460	16.491
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					3.883	51.724	22.574
Terela	8.334	15.64					3.839	51.129	23.071
La Honda	8.199	19.77					3.777	50.301	29.161
Querecotillo	6.971	13.1					3.211	42.767	19.324
Río Chira	8.397	16.5					3.868	51.515	24.333
Colán	8.514	15.38	Querecotillo	0.216	0.436	1.165	7.308	39.417	35.282
Islilla	6.052	9.377					5.195	28.019	21.507
Sojo	5.943	11.18					5.101	27.514	25.644
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					7.237	39.032	35.103
Terela	8.334	15.64					7.154	38.583	35.876
La Honda	8.199	19.77					7.038	37.958	45.346
Querecotillo	6.971	13.1					5.984	32.273	30.050
Río Chira	8.397	16.5					7.208	38.875	37.839
Colán	8.514	15.38	Río Chira	0.386	0.894	3.414	2.494	22.057	17.207
Islilla	6.052	9.377					1.773	15.679	10.489
Sojo	5.943	11.18					1.741	15.396	12.507
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					2.470	21.842	17.120
Terela	8.334	15.64					2.441	21.591	17.497
La Honda	8.199	19.77					2.402	21.241	22.115
Querecotillo	6.971	13.1					2.042	18.060	14.655
Río Chira	8.397	16.5					2.460	21.754	18.454
Colán	8.514	15.38	Cruz Verde	0.301	0.627	1.369	6.219	28.286	24.534
Islilla	6.052	9.377					4.421	20.106	14.955
Sojo	5.943	11.18					4.341	19.744	17.833
Vice (Anexo VIII)	8.431	15.31					6.159	28.010	24.410
Terela	8.334	15.64					6.088	27.688	24.947
La Honda	8.199	19.77					5.989	27.239	31.533
Querecotillo	6.971	13.1					5.092	23.159	20.896
Río Chira	8.397	16.5					6.134	27.897	26.313

ANEXO II

PARAMETROS FISICOS DE MATERIAL DE SUBRASANTE DEL PAVIMENTO EN ANALISIS

SUBRASANTE PAVIMENTO DREN SULLANA

ANALISIS GRANULOMETRICO



DESCRIPCION DE LA MUESTRA : Arena limosa (SM). 68% de arena fina a media, dura y subangular. 32% de finos limosos no plásticos. Muestra original de color marrón amarillento, presenta materia orgánica, restos de ladrillo de igual tamaño que las partículas de arena. Precedente del material de subrasante del tramo entre calle Ayacucho y el A.H. 18 de Mayo - Dren Sullana.

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
63.50	2 1/2"	0.00	0.00	0.00	100.00
50.8	2"		0.00	0.00	100.00
38.1	1 1/2"		0.00	0.00	100.00
25.4	1"		0.00	0.00	100.00
19.1	3/4"		0.00	0.00	100.00
12.7	1/2"		0.00	0.00	100.00
6.35	1/4"	0.00	0.00	0.00	100.00
4.76	4	9.50	2.07	2.07	97.93
2.38	8	7.00	1.52	3.59	96.41
2	10	1.40	0.30	3.89	96.11
1.19	16	5.10	1.11	5.00	95.00
0.59	30	8.40	1.83	6.83	93.17
0.297	50	22.70	4.93	11.76	88.24
0.25	60	11.20	2.43	14.20	85.80
0.149	100	129.80	28.22	42.41	57.59
0.074	200	117.80	25.61	68.02	31.98
Fondo		146.50			
Total		459.40			
Peso Inic.		460.00			
Pérdida		0.60			

ANALISIS DE TAMAÑO DE PARTICULAS DE SUELOS

Norma ASTM D422

Datos de la muestra ensayada

Identificación : C-1
 Descripción Visual : Arena limosa
 Procedencia : Tramo entre calle Ayacucho y A.H 18 de Mayo - Dren Sullana - Piura

Datos del ensayo

Hidrómetro : 151H
 Agebte dispersante : Hexametáfosfato de sodio
 Corrección de menisco : 0.0005
 Peso de suelo seco al aire (gr) : 100.00
 Fact. de correc. por humedad higroscópica : 0.990
 (G.S) de los sólidos : 2.60

Tiempo	Temper	Lect. En el hidrómetro			% que pasa de la muestra total	L	K	Diámetro (mm)
		correcciones						
		ninguna	menisco	comp*				
2.0	24.5	1.0080	1.0085	1.0064	10.096	14.05	0.13140	0.03483
5.0	25.0	1.0070	1.0075	1.0054	8.519	14.30	0.13140	0.02222
15.0	25.0	1.0060	1.0065	1.0044	6.941	14.55	0.13140	0.01290
30.0	25.0	1.0055	1.0060	1.0040	6.310	14.70	0.01306	0.00091
60.0	25.0	1.0051	1.0055	1.0035	5.521	14.85	0.01306	0.00065
240.0	27.0	1.0040	1.0045	1.0030	4.733	15.10	0.01277	0.00032
1440.0	23.0	1.0040	1.0045	1.0020	3.155	15.10	0.01337	0.00014

* Corrección por defloculante, temperatura y menisco



UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ORDEN DE SERVICIO N°: 11194

INFORME N°: 050293

**PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN SUELOS GRANULARES
METODO DE CARGA CONSTANTE
NORMA ASTM D 2434**

Solicitante: ING. CARLOS CHUYES G.

Proyecto : TESIS POST GRADO

Ubicación PIURA

Datos de la Muestra

Muestra proporcionada por : El solicitante

Código : M-2

Perforación/Calicata :

Descripción Visual : Suelo natural (sub rasante)

Datos y reporte del ensayo

Diámetro (cm)	15.24	Peso (g)	6015.0	Humedad al aire %	10.5
Área (cm ²) :	182.42	Fluido :	Agua	Densidad seca (g/c	1.69
Altura (cm) :	17.8	G.S.	2.67	Relación de vacios	0.58

Prueba N°	Carga de agua h (cm)	Q (cc)	Tiempo de descarga T (seg)	Temperatura (°c)	K20 (cm/seg)
1	140	87	300	28	0.00017
2	140	87	300	28	0.00017
3	140	88	300	28	0.00017

$$nt/n20=0.8318$$

Observaciones:

Fecha de ejecuci 15/03/05

Operador : Téc. F.C.C - W.T.L.C

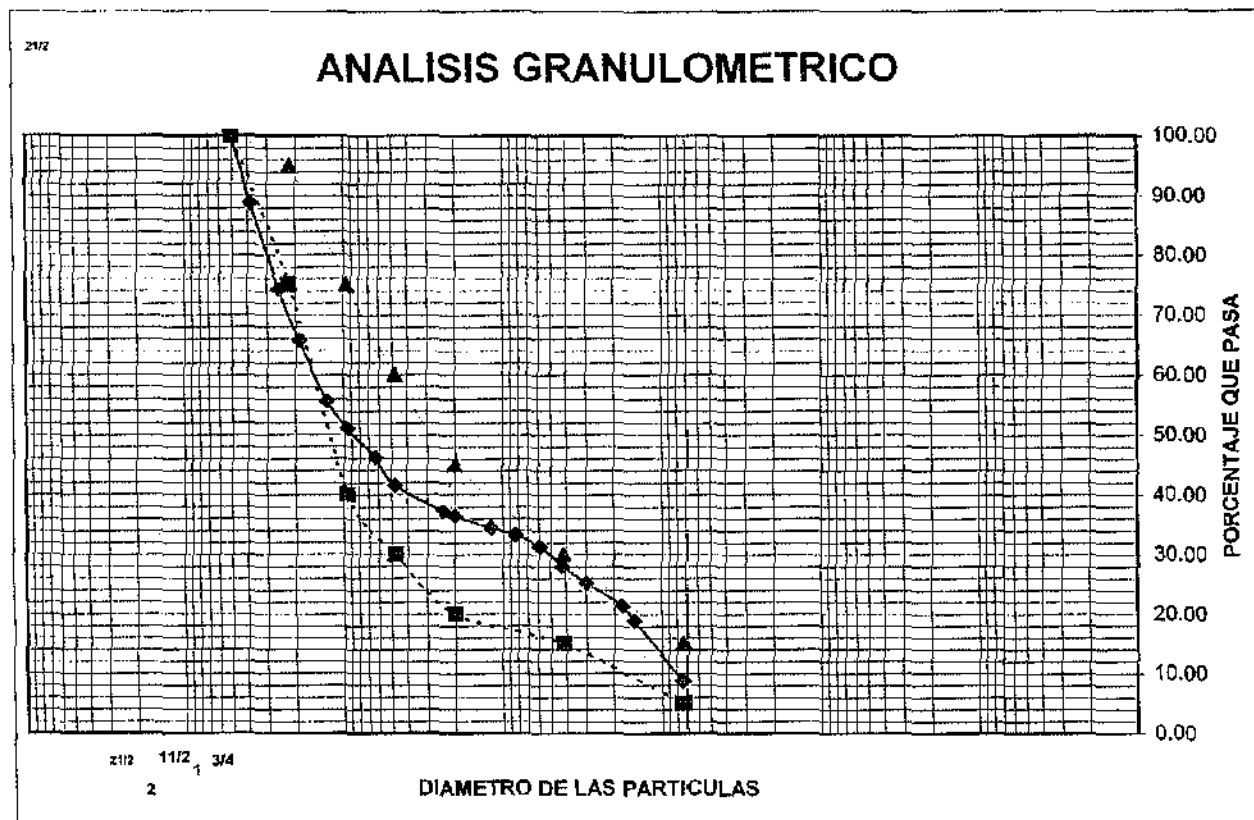
Supervisor : Ing. Mónica Guerra S.



ANEXO III

GRANULOMETRIA DE MATERIALES DE AFIRMADO PARA SUBBASE

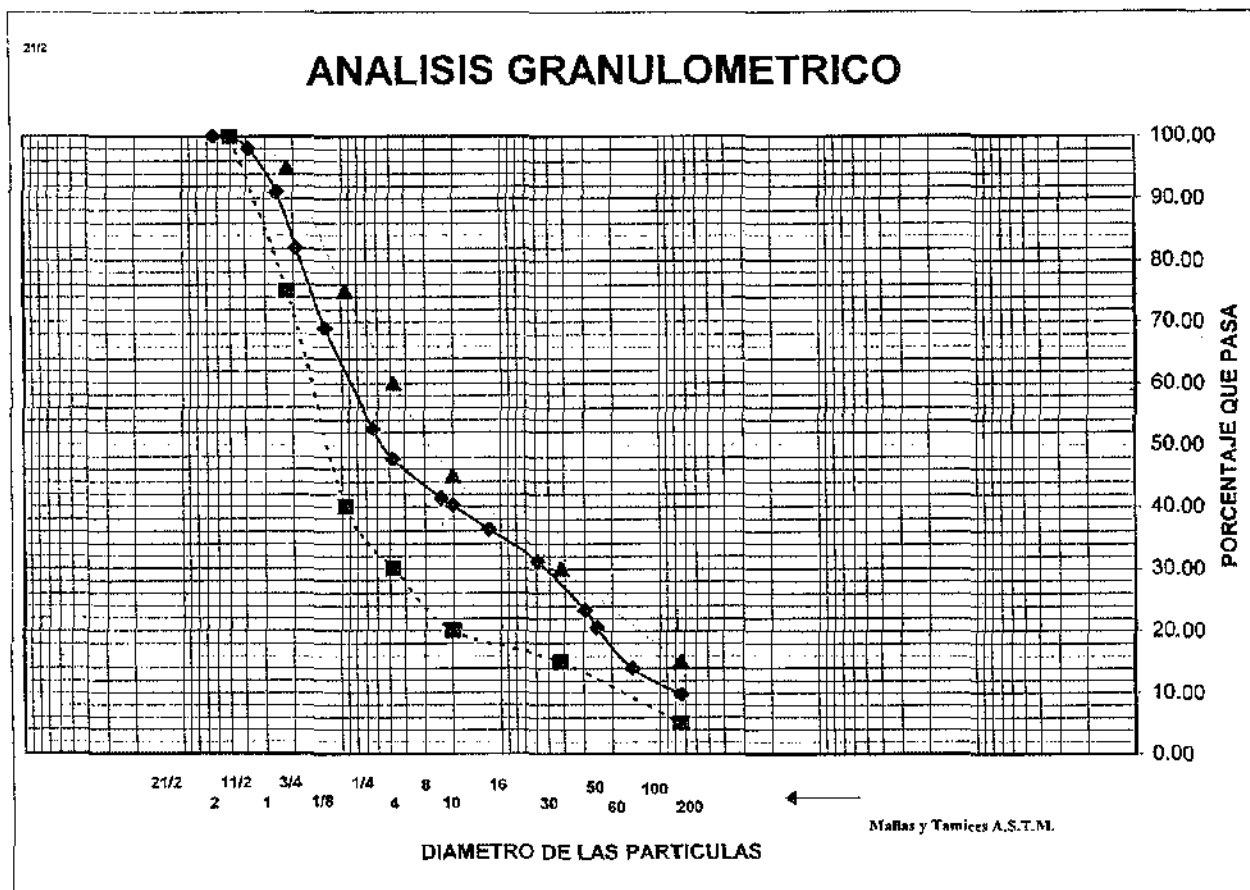
**MEZCLA DE 85% DE CANTERA LA BLANCA + 15% DE ARENA FINA KM 7
CARRETERAPIURA - SULLANA**



DESCRIPCION DE LA MUESTRA : 85% DE MATERIAL CANTERA LA Blanca + 15% de arena fina
Km 7 carretera Piura a Sullana. Clasificación del Suelo A-1 (LL = 24.4 LP = 20.00 IP = 4.4)

Abertura mm	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	100.00
38.1	1 1/2"	88.80
25.4	1"	74.20
19.1	3/4"	65.70
12.7	1/2"	55.60
9.525	3/8"	51.00
6.35	1/4"	46.10
4.76	4	41.50
2.38	8	37.20
2	10	36.40
1.19	16	34.40
0.84	20	33.20
0.59	30	31.30
0.42	40	28.00
0.297	50	25.20
0.177	60	21.30
0.149	100	18.90
0.074	200	8.70

MEZCLA DE 85% DE CANTERA LA RANSA + 15% DE CANTERA CANGREJOS



DESCRIPCION DE LA MUESTRA : 85% DE MATERIAL CANTERA LA Ransa + 15% de cantera Cangrejos. Clasificación del suelo A-1 (LL = 24.5 LP = 20 , IP = 4.5)

Abertura mm	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	100.00
50.8	2"	100.00
38.1	1 1/2"	98.00
25.4	1"	90.99
19.1	3/4"	81.99
12.7	1/2"	68.97
6.35	1/4"	52.47
4.76	4	47.67
2.38	8	41.37
2	10	40.17
1.19	16	36.27
0.59	30	31.07
0.297	50	23.27
0.25	60	20.47
0.149	100	13.97
0.074	200	9.67

ANEXO IV

PARAMETROS FISICOS DE MATERIAL DE AGREGADO FINO PARA FILTRO FINO

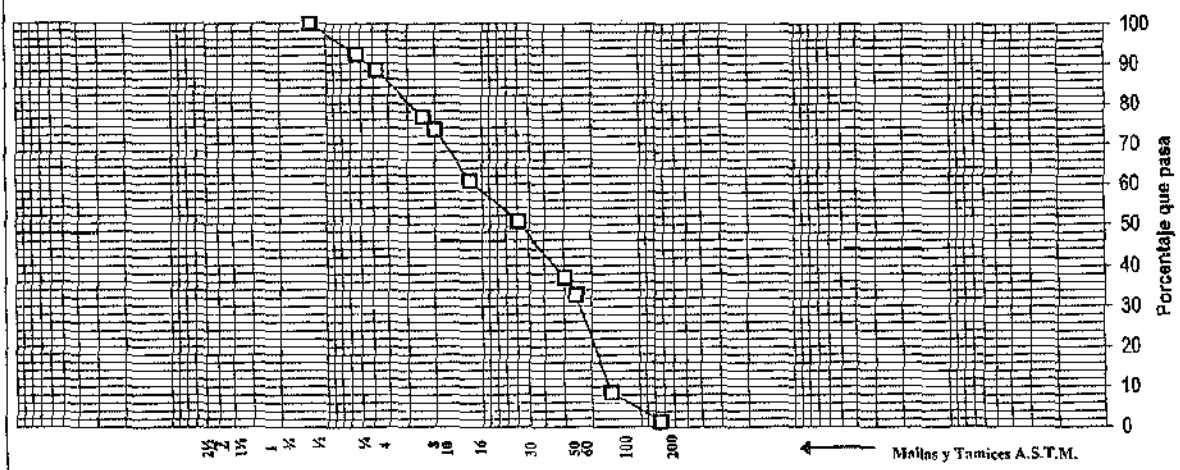
CANTERA LA TORTUGA

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.23
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.62
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.79
Gravedad específica	2.66
Absorción (%)	0.53
Humedad Natural (%)	0.23
Tamaño máximo (mm)	2.38

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	100.00
6.35	1/4"	92.20
4.76	4	88.20
2.38	8	76.50
2	10	73.40
1.19	16	60.70
0.59	30	50.50
0.297	50	36.90
0.25	60	32.60
0.149	100	8.40
0.074	200	1.20

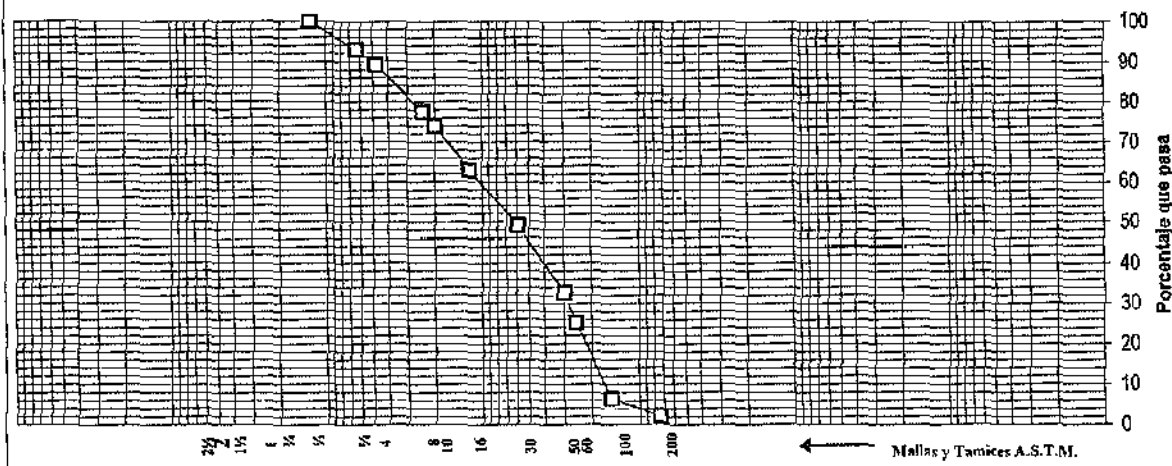
CANTERA LA ISLILLA

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.55
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.58
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.77
Gravedad específica	2.71
Absorción (%)	0.73
Humedad Natural (%)	0.32
Tamaño máximo (mm)	4.7

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	100.00
6.35	1/4"	92.80
4.76	4	89.10
2.38	8	77.40
2	10	73.70
1.19	16	62.90
0.59	30	49.00
0.297	50	32.50
0.25	60	25.10
0.149	100	6.40
0.074	200	2.00

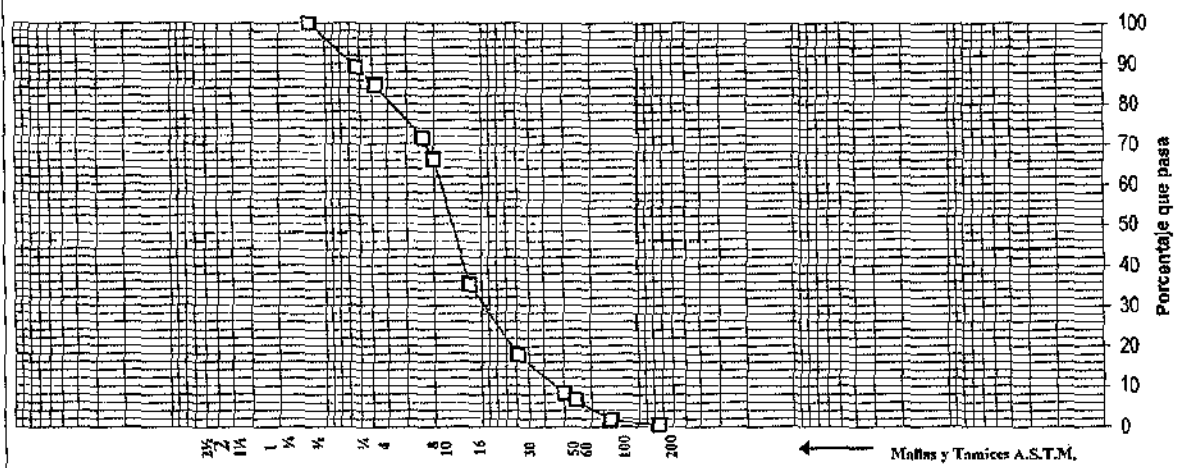
CANTERA SOJO

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	1.73
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.41
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.62
Gravedad específica	2.55
Absorción (%)	0.80
Humedad Natural (%)	0.13
Tamaño máximo (mm)	1.19

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



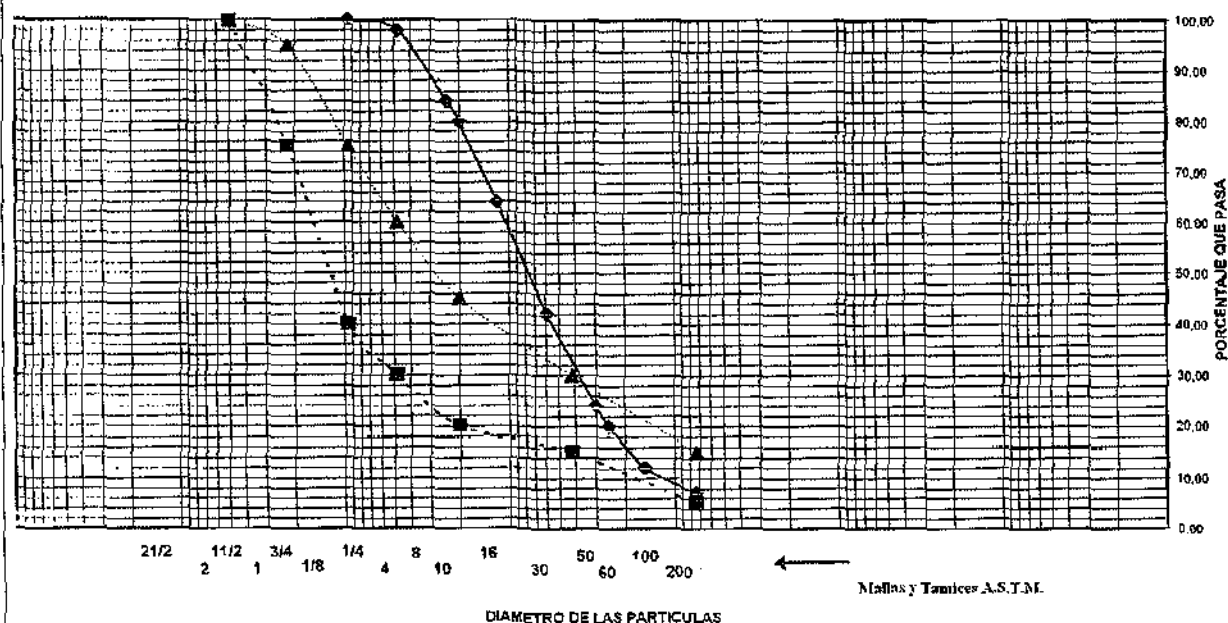
Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	100.00
6.35	1/4"	89.10
4.76	4	84.60
2.38	8	71.40
2	10	66.10
1.19	16	35.20
0.59	30	17.70
0.297	50	8.20
0.25	60	6.50
0.149	100	1.50
0.074	200	0.40

CANTERA CERRO MOCHO

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.77
Densidad Seca (gr/cm ³)	1.86
Gravedad específica	2.64
Tamaño máximo (mm)	9.53
Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Descripción de la Muestra: Agregado fino de cantera Cerro Mocho. M.F = 2.77. Presenta 7% de fracción menor a la N° 200 (0.074 mm).

Abertura mm	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	21/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
9.53	1/4"	100.00
4.76	4	98.00
2.38	8	84.00
2	10	80.00
1.19	16	64.00
0.59	30	42.00
0.297	50	24.00
0.25	60	20.00
0.149	100	12.00
0.074	200	7.00



UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ORDEN DE SERVICIO N°: 11194
INFORME N°: 050292

**PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN SUELOS GRANULARES
METODO DE CARGA CONSTANTE
NORMA ASTM D 2434**

Solicitante: ING. CARLOS CHUYES
Proyecto : TESIS POST GRADO
UBICACIÓN: PIURA

Datos de la Muestra

Muestra proporcionada por : El solicitante
Código : M-1
Perforación/Calicata : —
Descripción Visual : Arena gruesa de Cantera Cerro Mocho

Datos y reporte del ensayo

Diámetro (cm) :	15.24	Peso (gr.) :	6450.0	Humedad al aire % :	7.5
Área (cm²) :	182.42	Fluido :	Agua	Densidad seca (g/cc) :	1.86
Altura (cm) :	17.8	G.S.	2.64	Relación de vacíos :	0.42

Prueba N°	Carga de agua h (cm)	Q (cc)	Tiempo de descarga T (seg)	Temperatura (°C)	K20 (cm/seg)
1	140	414	120	29	0.00196
2	140	423	120	29	0.00200
3	140	410	120	29	0.00195

$$nt/n20=0.8139$$

Observaciones:

Fecha de ejecución: 14/03/05

Operador : Tec. F.C.C - W.T.L.C
Supervisor : 00/01/00



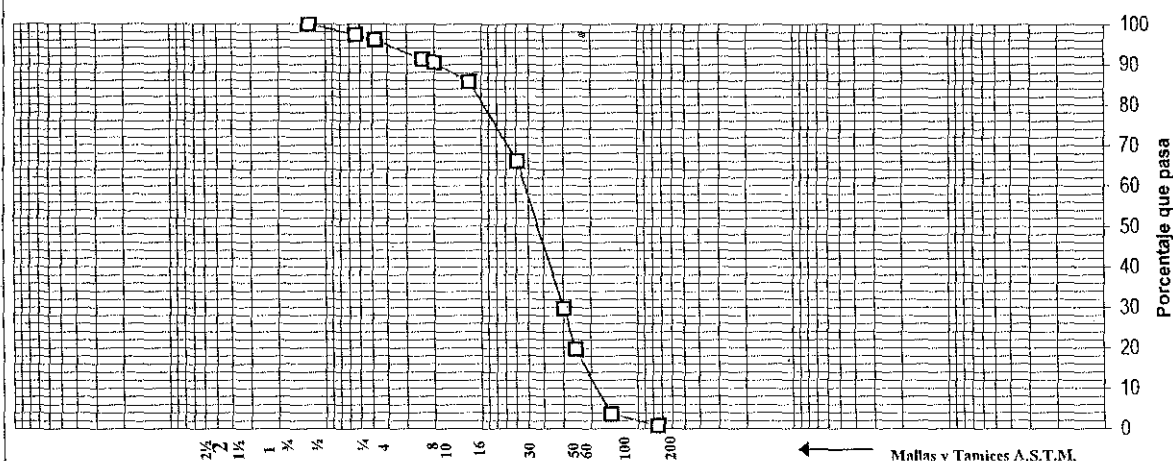
CANTERA QUERECOTILLO

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	1.98
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.51
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.62
Gravedad específica	2.68
Absorción (%)	0.69
Humedad Natural (%)	0.43
Tamaño máximo (mm)	2.38

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	100.00
6.35	1/4"	97.30
4.76	4	95.90
2.38	8	91.20
2	10	90.40
1.19	16	85.60
0.59	30	66.00
0.297	50	29.60
0.25	60	19.50
0.149	100	3.50
0.074	200	0.60

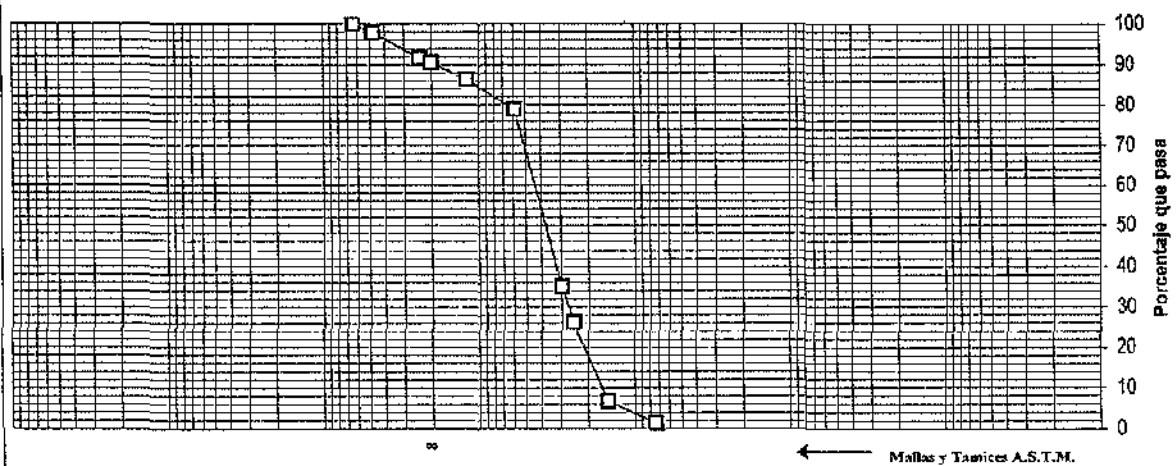
CANTERA EL CHILCAL

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.07
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.57
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.71
Gravedad específica	2.64
Absorción (%)	1.29
Humedad Natural (%)	0.32
Tamaño máximo (mm)	4.76

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
6.35	1/4"	100.00
4.76	4	97.80
2.38	8	91.60
2	10	90.50
1.19	16	86.30
0.59	30	78.90
0.297	50	35.00
0.25	60	26.20
0.149	100	6.70
0.074	200	1.30

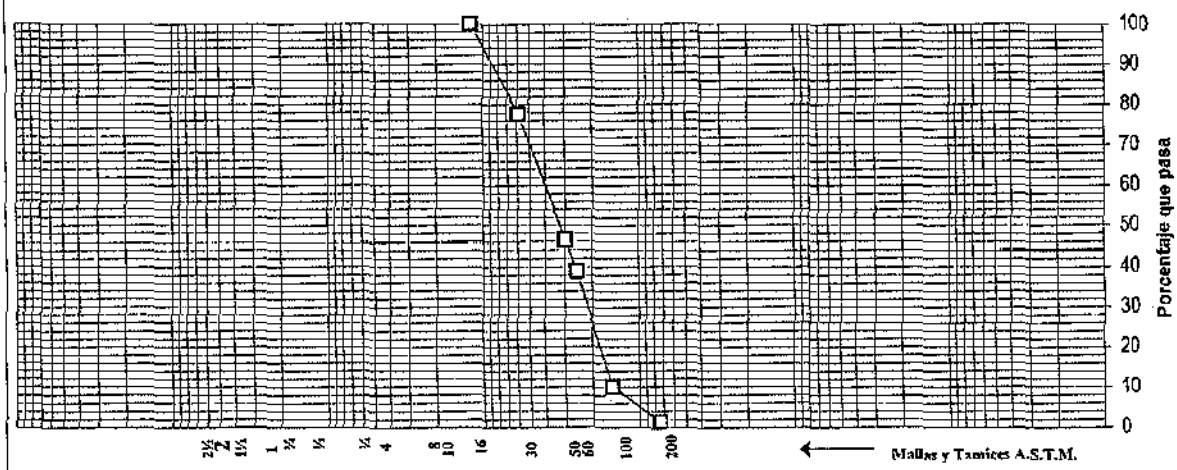
CANTERA PIURA

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	0.58
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.28
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.54
Gravedad específica	2.62
Absorción (%)	0.69
Humedad Natural (%)	0.33
Tamaño máximo (mm)	0.15

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
6.35	1/4"	
4.76	4	
2.38	8	
2	10	
1.19	16	100.00
0.59	30	77.60
0.297	50	46.60
0.25	60	38.80
0.149	100	10.10
0.074	200	1.20

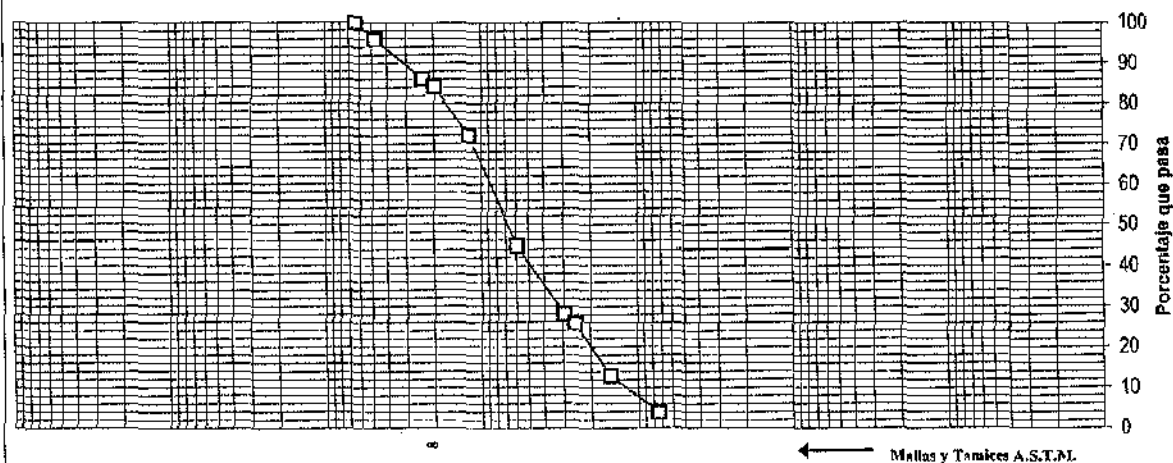
CANTERA TERELA

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.61
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.60
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.79
Gravedad específica	2.65
Absorción (%)	2.05
Humedad Natural (%)	0.95
Tamaño máximo (mm)	2.38

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
6.35	1/4"	100.00
4.76	4	95.80
2.38	8	86.00
2	10	84.10
1.19	16	71.90
0.59	30	44.60
0.297	50	27.90
0.25	60	25.60
0.149	100	12.80
0.074	200	3.70

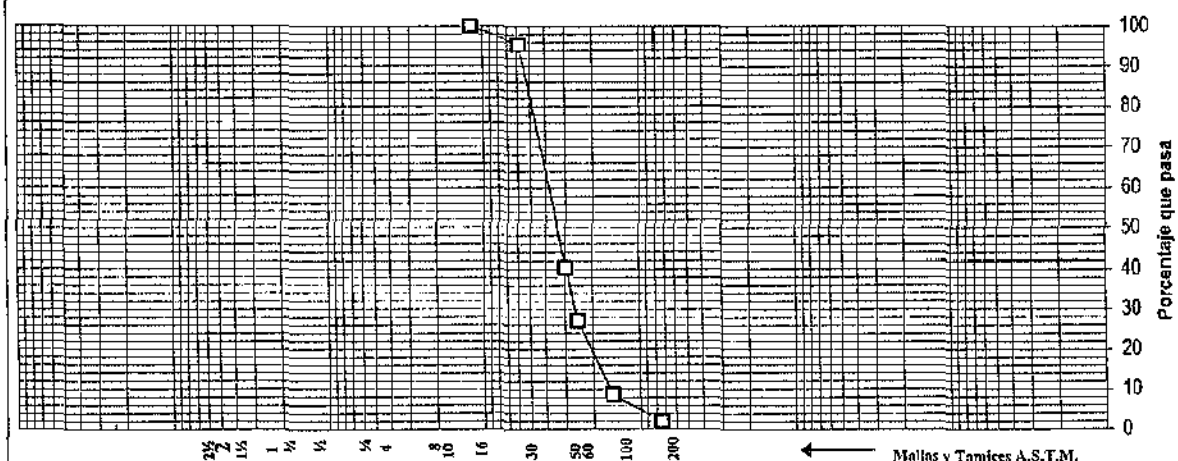
CANTERA RIO CHIRA

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	3.11
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.73
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.88
Gravedad específica	2.69
Absorción (%)	1.75
Humedad Natural (%)	2.09
Tamaño máximo (mm)	6.35

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
6.35	1/4"	
4.76	4	
2.38	8	
2	10	
1.19	16	100.00
0.59	30	95.40
0.297	50	40.30
0.25	60	27.10
0.149	100	8.60
0.074	200	1.90

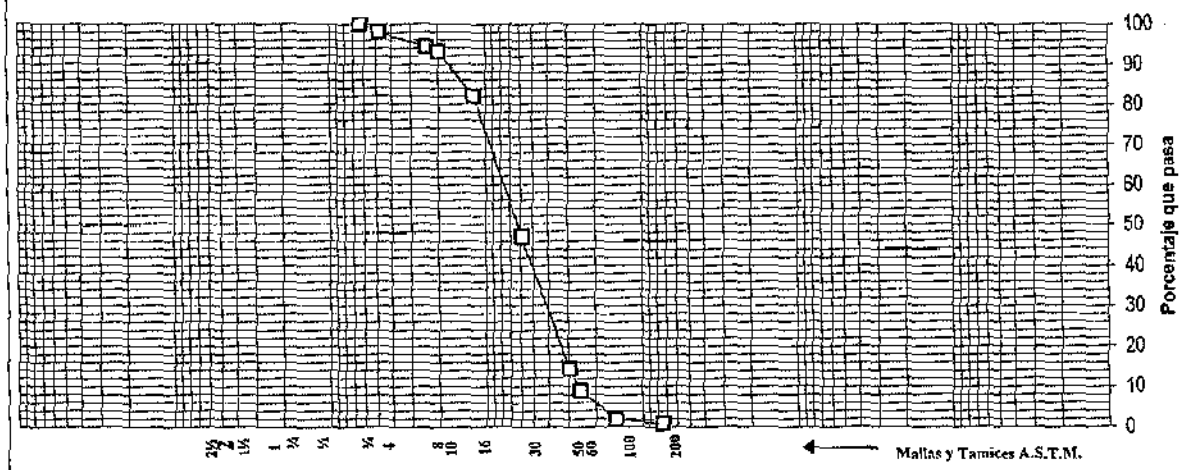
CANTERA RIO VERDE

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.62
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.45
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.60
Gravedad específica	2.64
Absorción (%)	1.16
Humedad Natural (%)	0.85
Tamaño máximo (mm)	2.38

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	
6.35	1/4"	100.00
4.76	4	98.00
2.38	8	94.30
2	10	93.10
1.19	16	82.00
0.59	30	47.00
0.297	50	14.40
0.25	60	8.80
0.149	100	1.80
0.074	200	0.80

ANEXO V

PARAMETROS DE MATERIAL DE AGREGADO GRUESO PARA FILTRO GRUESO

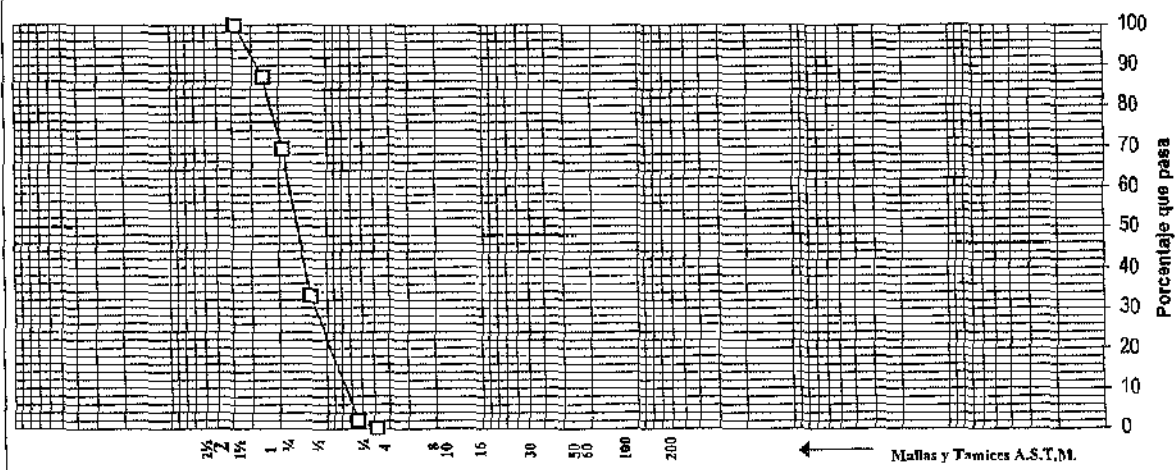
CANTERA COLAN

AGREGADO GRUESO

Parámetro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.61
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.80
Gravedad específica	2.73
Absorción (%)	0.48
Humedad Natural (%)	0.35
Tamaño máximo (mm)	12.70
Tamaño máximo (mm)	-

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	100.00
25.4	1"	87.00
19.1	3/4"	69.20
12.7	1/2"	33.00
6.35	1/4"	1.80
4.76	4"	0.00
2.38	8"	
2	10"	
1.19	16"	
0.59	30"	
0.297	50"	
0.25	60"	
0.149	100"	
0.074	200"	

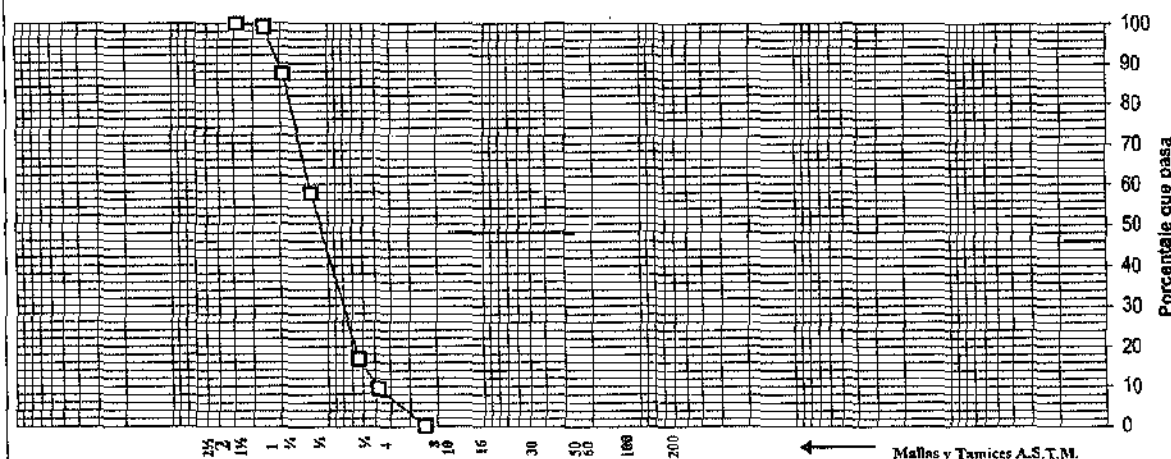
CANIERA SUJU

AGREGADO GRUESO

Parámetro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.73
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.89
Gravedad específica	2.81
Absorción (%)	1.92
Humedad Natural (%)	1.27
Tamaño máximo (mm)	38.10
Tamaño máximo (mm)	20.4

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	100.00
25.4	1"	99.00
19.1	3/4"	87.20
12.7	1/2"	57.50
6.35	1/4"	16.70
4.76	4	9.30
2.38	8	0.00
2	10	
1.19	16	
0.59	30	
0.297	50	
0.25	60	
0.149	100	
0.074	200	

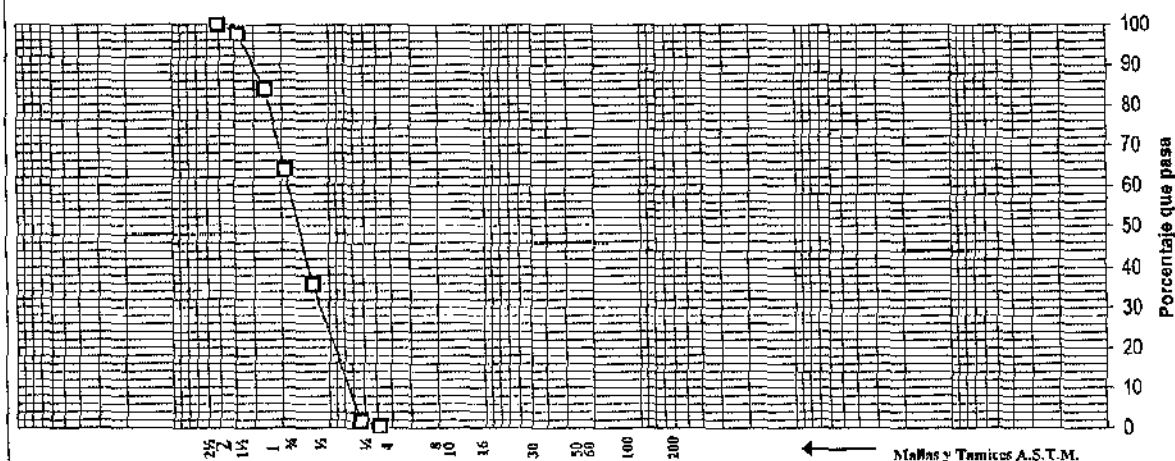
CANTERA TERELA

AGREGADO GRUESO

Parámetro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.58
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.73
Gravedad específica	2.65
Absorción (%)	1.45
Humedad Natural (%)	0.72
Tamaño máximo (mm)	38.10
Tamaño máximo (mm)	-

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	100.00
38.1	1 1/2"	97.60
25.4	1"	83.70
19.1	3/4"	63.80
12.7	1/2"	35.60
6.35	1/4"	1.70
4.76	4	0.30
2.38	8	
2	10	
1.19	16	
0.59	30	
0.297	50	
0.25	60	
0.149	100	
0.074	200	

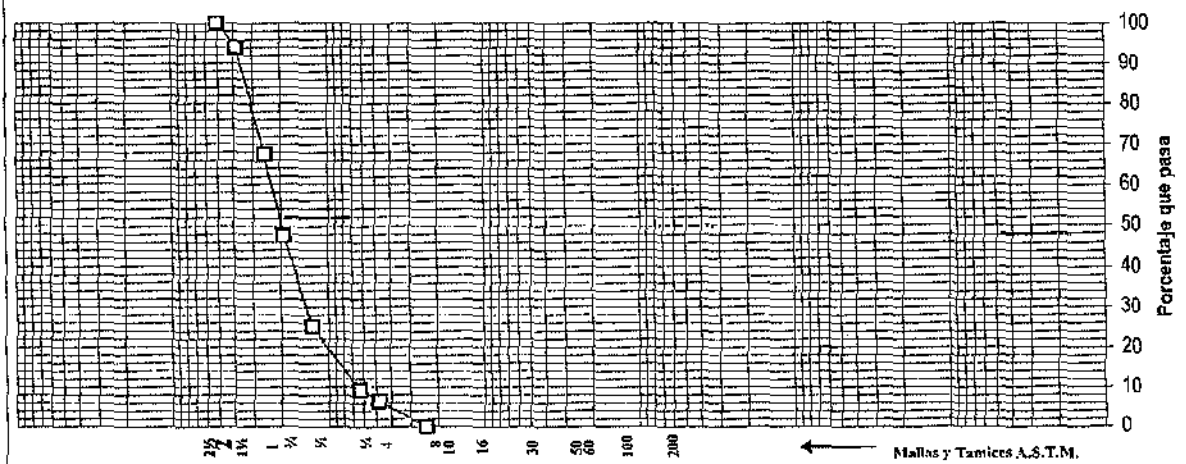
CANTERA LA HONDA

AGREGADO GRUESO

Parametro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.50
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.68
Gravedad específica	2.67
Absorción (%)	0.89
Humedad Natural (%)	0.40
Tamaño máximo (mm)	12.70
Tamaño máximo (mm)	18.24

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	100.00
38.1	1 1/2"	93.90
25.4	1"	67.40
19.1	3/4"	47.60
12.7	1/2"	25.10
6.35	1/4"	9.10
4.76	4	6.30
2.38	8	0.00
2	10	
1.19	16	
0.59	30	
0.297	50	
0.25	60	
0.149	100	
0.074	200	

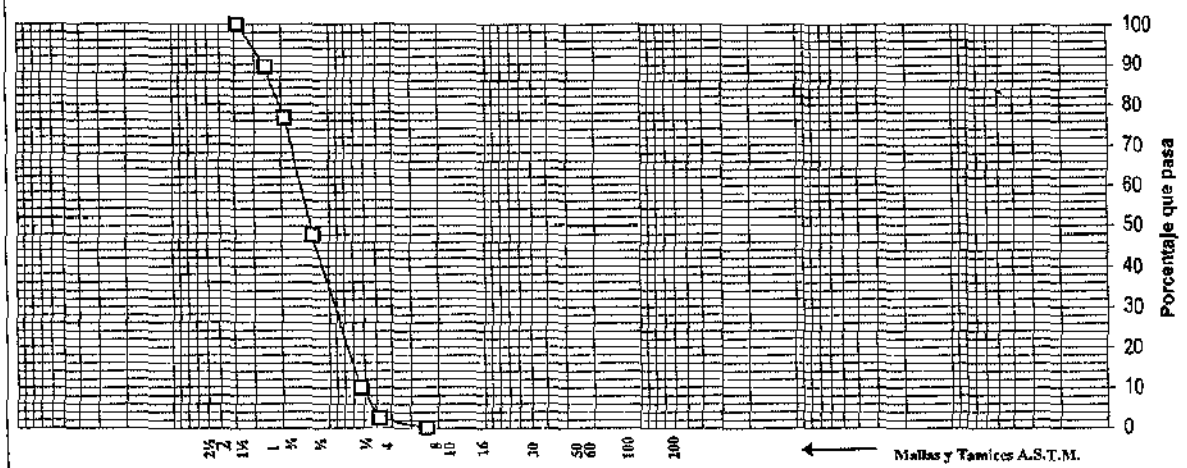
CANTERA QUERECOTILLO

AGREGADO GRUESO

Parámetro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.77
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.85
Gravedad específica	2.66
Absorción (%)	0.55
Humedad Natural (%)	0.40
Tamaño máximo (mm)	25.40
Tamaño máximo (mm)	44.15

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	100.00
25.4	1"	89.30
19.1	3/4"	76.60
12.7	1/2"	47.80
6.35	1/4"	9.90
4.76	4"	2.40
2.38	8"	0.00
2	10"	
1.19	16"	
0.59	30"	
0.297	50"	
0.25	60"	
0.149	100"	
0.074	200"	

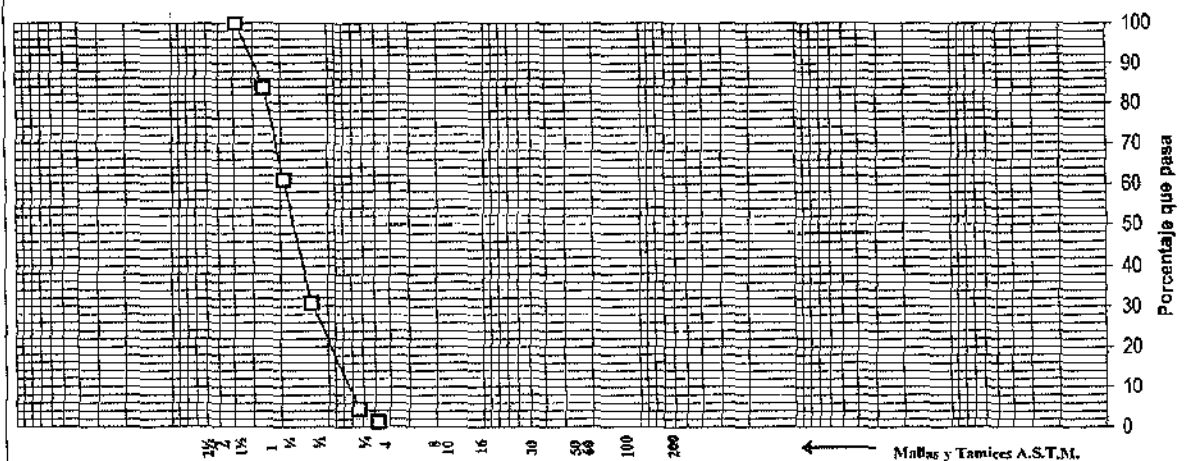
CANTERA RIO CHIRA

AGREGADO GRUESO

Parámetro	
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.63
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.78
Gravedad específica	2.68
Absorción (%)	0.81
Humedad Natural (%)	0.78
Tamaño máximo (mm)	25.40
Tamaño máximo (mm)	-

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO

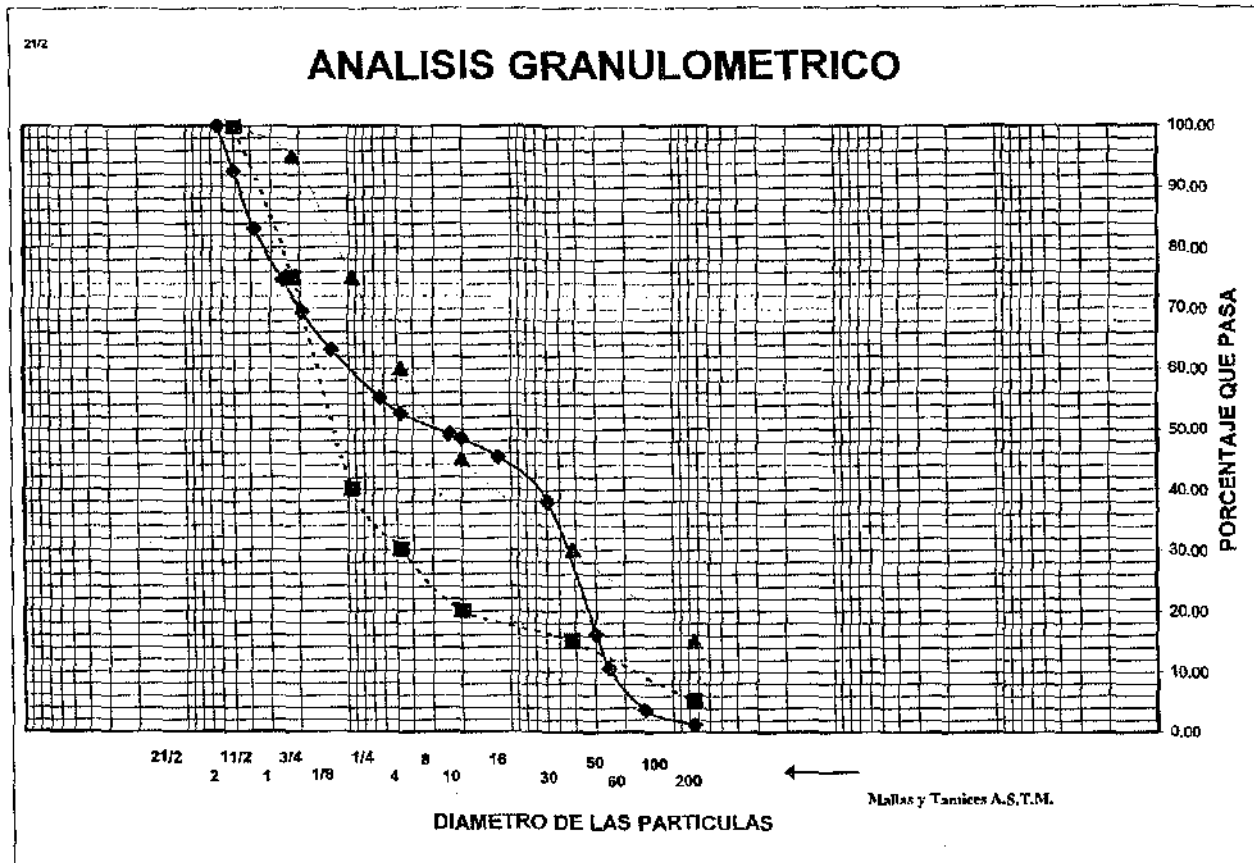


Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	100.00
25.4	1"	83.60
19.1	3/4"	60.80
12.7	1/2"	30.70
6.35	1/4"	4.40
4.76	4	1.20
2.38	8	
2	10	
1.19	16	
0.59	30	
0.297	50	
0.25	60	
0.149	100	
0.074	200	

ANEXO VI

GRANULOMETRIA DE HORMIGON DE SOJO

HORMIGON DE SOJO



DESCRIPCION DE LA MUESTRA : Hormigón color gris claro. Procedente de la cantera Sojo

Abertura mm	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	100.00
50.8	2"	92.59
38.1	1 1/2"	83.07
25.4	1"	74.56
19.1	3/4"	69.33
12.7	1/2"	63.07
6.35	1/4"	55.11
4.76	4	52.56
2.38	8	49.07
2	10	48.34
1.19	16	45.33
0.59	30	37.91
0.297	50	16.16
0.25	60	10.53
0.149	100	3.62
0.074	200	1.15

ANEXO VII

PARAMETROS FISICOS DE MATERIAL DE FILTRO FINO ACERTADO PARA EL DISEÑO

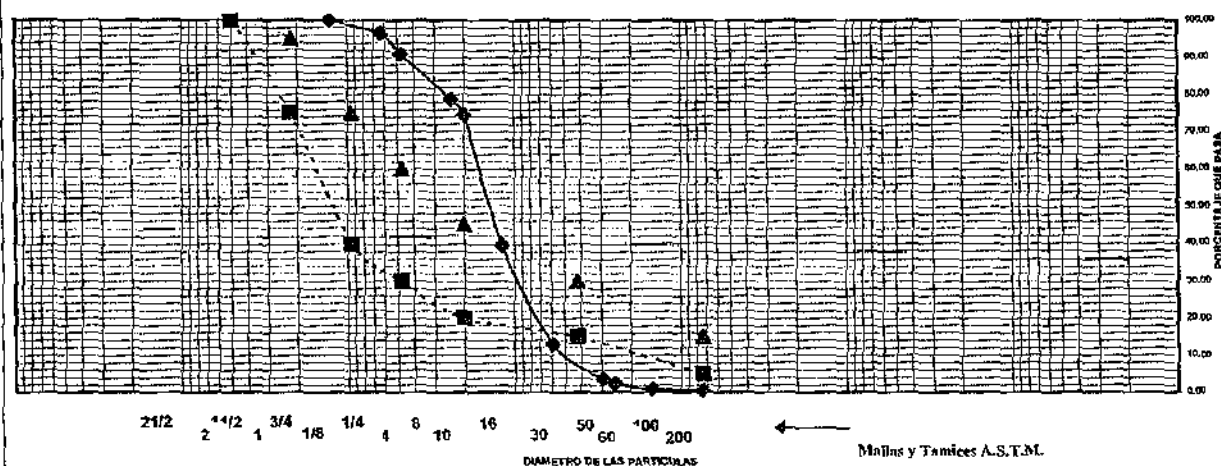
CANTERA CERRO MOCHO

AGREGADO FINO

Parámetro	
Módulo de Finura	2.38
Peso unitario suelto (gr/cm ³)	1.40
Peso unitario denso (gr/cm ³)	1.59
Gravedad específica	2.60
Absorción (%)	0.82
Humedad Natural (%)	0.18
Tamaño máximo (mm)	2.38

Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Abertura mm	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	
25.4	1"	
19.1	3/4"	
12.7	1/2"	100.00
6.35	1/4"	96.40
4.76	4	90.90
2.38	8	78.60
2	10	74.40
1.19	16	39.60
0.59	30	12.80
0.297	50	3.60
0.25	60	2.30
0.149	100	0.90
0.074	200	0.40

ANEXO VIII

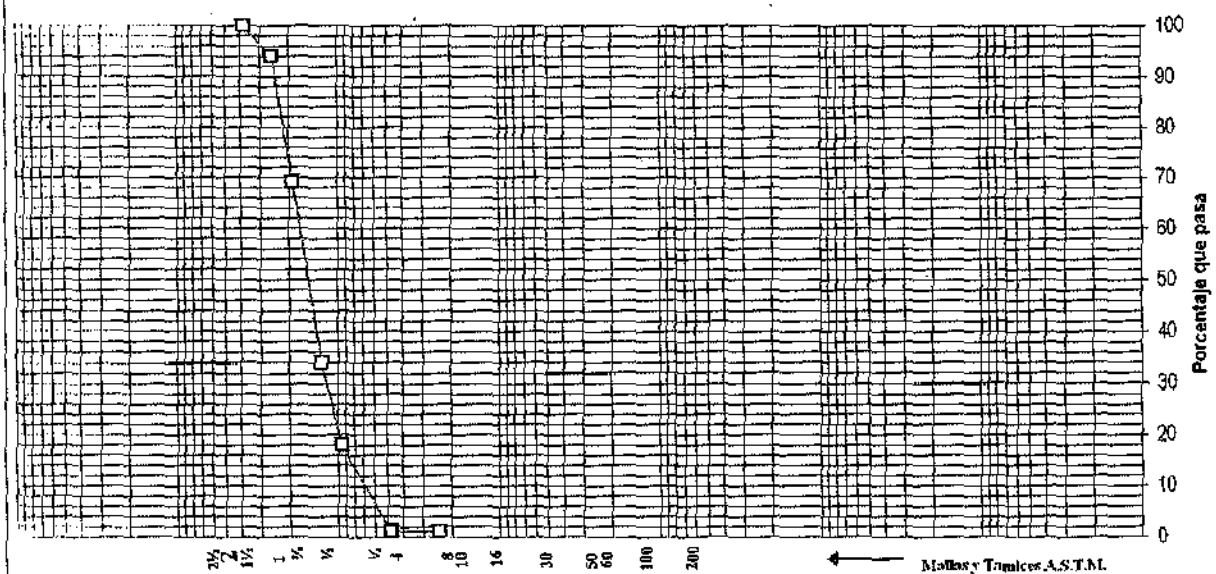
PARAMETROS FISICOS DE MATERIAL DE FILTRO GRUESO ACERTADO PARA EL DISEÑO

CANTERA VICE

AGREGADO GRUESO

Parametro	
Peso unitario denso (gr/cm3)	1.76
Gravedad especifica	2.74
Absorción (%)	1.92
Tamaño máximo (mm)	38.1
Contenido de Sales	
Sulfatos (ppm)	-
Cloruros (ppm)	-

ANALISIS GRANULOMETRICO



Descripción de la Muestra: Agregado grueso de cantera Vice. Tamaño máximo nominal 38.1mm (1 1/2")
Grava sub angular

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Pasa %
63.50	2 1/2"	
50.8	2"	
38.1	1 1/2"	####
25.4	1"	94.00
19.1	3/4"	69.00
12.7	1/2"	34.00
9.53	3/8"	18.00
4.76	4	1.00
2.38	8	1.00
2	10	
1.19	16	
0.59	30	
0.297	50	
0.25	60	
0.149	100	
0.074	200	



UNIVERSIDAD DE PIURA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ORDEN DE SERVICIO N°: 11194
INFORME N°: 050294

**PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN SUELOS GRANULARES
METODO DE CARGA CONSTANTE
NORMA ASTM D 2434**

Solicitante: ING. CARLOS CHUYES G.
Proyecto : TESIS POST GRADO
Ubicación : PIURA

Datos de la Muestra

Muestra proporcionada por : El solicitante
Código : M-3
Perforación/Calicata : —
Descripción Visual : Grava de Cantera Vice

Datos y reporte del ensayo

Diámetro (cm) :	15.24	Peso (gr.) :	5695.0	Humedad al aire % :	0.3
Área (cm ²) :	182.42	Fluido :	Agua	Peso unitario (g/cc) :	1.76
Altura (cm) :	17.8	G.S.	2.74	Relación de vacíos :	—

Prueba N°	Carga de agua h (cm)	Q (cc)	Tiempo de descarga T (seg)	Temperatura (°C)	K20 (cm/seg)
1	140	429	20	29	0.01218
2	140	436	20	29	0.01240
3	140	427	20	29	0.01214

$$nt/n20=0.8139$$

Observaciones:

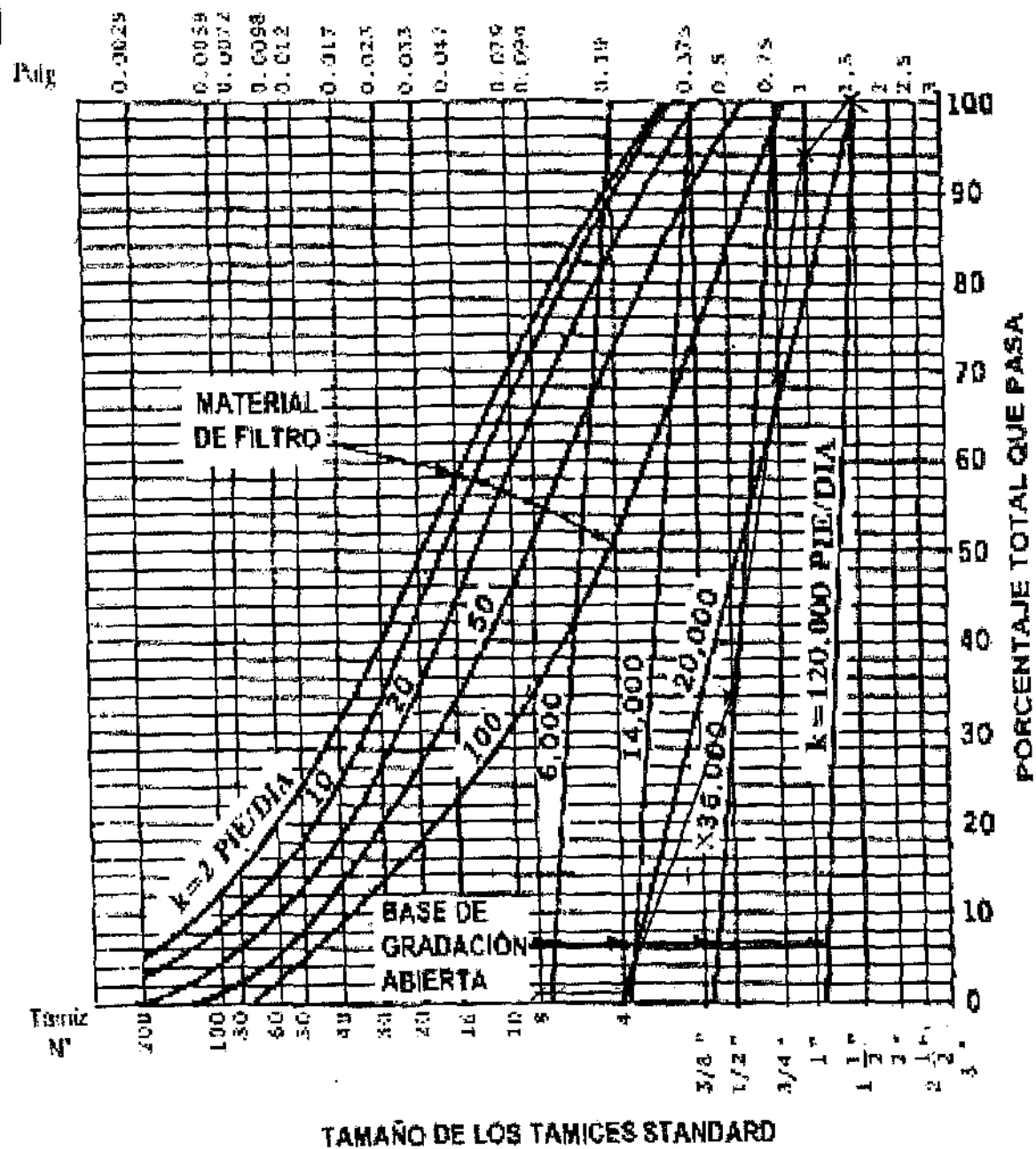
Fecha de ejecución: 15/03/05

Operador : Téc. F.C.C - W.T.L.C
Supervisor : Ing. Mónica Guerra S.



ANEXO IX

**PLOTEADO DE CURVAS DE FILTRO FINO "CERRO MOCHO" Y
FILTRO GRUESO "VICE" EN LA FIGURA 2.6**



Ploteado de agregado fino de cerro mocho (filtro fino) y agregado grueso de vice (filtro grueso) en la figura 2.6

Nota:

Agregado grueso de Vice : Trazo continuo de color rojo

Agregado fino de Cerro Mocho: Trazo continuo de color azul

ANEXO X

**PRESENTACION IMPRESA DE RESULTADOS OBTENIDOS
DE UN PROGRAMA EN HOJA DE CALCULOS SOBRE
DISEÑO DESUBDRENAJE DE PAVIMENTOS**

CRITERIOS DE EROSION Y PERMEABILIDAD

CASO 1 PAVIMENTO TRADICIONAL (capa de rodadura-base-subrasante)

DESCRIPCION

Para un pavimento tradicional donde la subbase es un afirmado se tiene el caso que la subbase se vea saturada al ascender el nivel freático, en este caso la subrasante es el suelo a proteger y la subbase es el filtro

El Nivel freático asciende

SUELO A PROTEGER : SUBRASANTE

FILTRO : SUBBASE

INGRESO DE DATOS

D15 SUBBASE	=	0.114
D15 SUBRASANTE	=	0.041
D85 SUBRASANTE	=	0.246
D50 SUBBASE	=	8.769
D50 SUBRASANTE	=	0.121

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ SUBBASE}}{D85 \text{ SUBRASANTE}} = 0.463 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ SUBBASE}}{D15 \text{ SUBRASANTE}} = 2.780 > 5 \quad \text{No pasa}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ SUBBASE}}{D50 \text{ SUBRASANTE}} = 72.471 < 25 \quad \text{No pasa}$$

CRITERIOS DE EROSION Y PERMEABILIDAD

CASO 3: CAPA DE RODADURA - FILTRO - SUBRASANTE

DESCRIPCION

Como se pudo ver en el caso anterior al ascender el nivel freático en un pavimento tradicional, la subbase (afirmado) no cumple con el criterio de permeabilidad indicando que se ve saturada; por lo tanto requiere un material de filtro como es el hormigon de sojo, en este caso al hormigón se considera como el filtro y la subrasante es el suelo a proteger.

El Nivel freático asciende

SUELO A PROTEGER : SUBRASANTE
FILTRO : HORMIG.SOJO

INGRESO DE DATOS

D15 HORMIG.SOJO = 0.287
D15 SUBRASANTE = 0.041
D85 SUBRASANTE = 0.246
D50 HORMIG.SOJO = 2.863
D50 SUBRASANTE = 0.121

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ HORMIG.SOJO}}{D85 \text{ SUBRASANTE}} = 1.167 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ HORMIG.SOJO}}{D15 \text{ SUBRASANTE}} = 7.000 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ HORMIG.SOJO}}{D50 \text{ SUBRASANTE}} = 23.661 < 25 \quad \text{Okey}$$

CRITERIOS DE EROSION Y PERMEABILIDAD

CASO 3: CAPA DE RODADURA - BASE - FILTRO - SUBRASANTE

DESCRIPCION

Las conclusiones de los casos 1 y 2 hacen ver la necesidad de un estrato de filtro adicional a la capa de subbase, tal que juntos garanticen drenaje y estabilidad espectralmente, por tanto se deben considerar dos condiciones cuando el agua asciende y cuando el agua desciende. Para este caso se usa afirmado como subbase y la arena de Cerro Mocho como filtro.

Cuando el Nivel freático asciende

SUELO A PROTEGER : SUBRASANTE

FILTRO : ARENA CM

INGRESO DE DATOS

D15 ARENA CM	=	0.625
D15 SUBRASANTE	=	0.041
D85 SUBRASANTE	=	0.246
D50 ARENA CM	=	1.39
D50 SUBRASANTE	=	0.121

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D85 \text{ SUBRASANTE}} = 2.541 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D15 \text{ SUBRASANTE}} = 15.244 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ ARENA CM}}{D50 \text{ SUBRASANTE}} = 11.488 < 25 \quad \text{Okey}$$

Cuando el agua superficial desciende

SUELO A PROTEGER : AFIRMADO
FILTRO : ARENA CM

INGRESO DE DATOS

D15 ARENA CM	=	0.625
D15 AFIRMADO	=	0.114
D85 AFIRMADO	=	34.284
D50 ARENA CM	=	1.39
D50 AFIRMADO	=	8.769

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D85 \text{ AFIRMADO}} = 0.018 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D15 \text{ AFIRMADO}} = 5.482 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ ARENA CM}}{D50 \text{ AFIRMADO}} = 0.159 < 25 \quad \text{Okey}$$

CRITERIOS DE EROSION Y PERMEABILIDAD

CASO CAPA DE RODADURA - FILTRO GRUESO - FILTRO FINO - SUBRASANTE

DESCRIPCION

El caso 3 ya es una solución evacuando el agua pero es necesario mejorar el tiempo de evacuación por tanto es necesario considerar una capa de drenaje abierta y un filtro fino para evitar migración de la subrasante hacia la capa de drenaje abierta. Para este caso se considera el agregado grueso de Sojo como filtro grueso y el agregado fino de Cerro Mocho como filtro fino considerando las condiciones para cuando el agua asciende y para cuando el agua desciende.

Cuando el Nivel freático asciende

Interfase subrasante - filtro fino

SUELO A PROTEGER: SUBRASANTE

FILTRO : ARENA CM

INGRESO DE DATOS

D15 ARENA CM	=	0.625
D15 SUBRASANTE	=	0.041
D85 SUBRASANTE	=	0.246
D50 ARENA CM	=	1.39
D50 SUBRASANTE	=	0.121

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D85 \text{ SUBRASANTE}} = 2.541 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ ARENA CM}}{D15 \text{ SUBRASANTE}} = 15.244 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ ARENA CM}}{D50 \text{ SUBRASANTE}} = 11.488 < 25 \quad \text{Okey}$$

Interfase filtro fino - filtro grueso

SUELO A PROTEGER: ARENA CM
FILTRO : AG VICE

INGRESO DE DATOS

D15 AG VICE	=	8.431
D15 ARENA CM	=	0.625
D85 ARENA CM	=	3.414
D50 AG VICE	=	15.305
D50 ARENA CM	=	1.390

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ AG VICE}}{D85 \text{ ARENA CM}} = 2.470 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D15 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ AG VICE}}{D15 \text{ ARENA CM}} = 13.490 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D50 \text{ FILTRO}}{D50 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D50 \text{ AG VICE}}{D50 \text{ ARENA CM}} = 11.011 < 25 \quad \text{Okey}$$

Cuando el agua superficial desciende

SUELO A PROTEGER: AFIRMADO
FILTRO : AG VICE

INGRESO DE DATOS

D15 AG VICE	=	8.431
D15 AFIRMADO	=	0.114
D85 AFIRMADO	=	34.284
D50 AG VICE	=	15.305
D50 AFIRMADO	=	8.769

VERIFICACION

Criterio de erosión:

$$\frac{D15 \text{ FILTRO}}{D85 \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D15 \text{ AG VICE}}{D85 \text{ AFIRMADO}} = 0.246 < 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de erosión:

$$\frac{D_{15} \text{ FILTRO}}{D_{15} \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D_{15} \text{ AG VICE}}{D_{15} \text{ AFIRMADO}} = 73.956 > 5 \quad \text{Okey}$$

Criterio de adicional

$$\frac{D_{50} \text{ FILTRO}}{D_{50} \text{ SUELO A PROTEGER}} = \frac{D_{50} \text{ AG VICE}}{D_{50} \text{ AFIRMADO}} = 1.745 < 25 \quad \text{Okey}$$

DISEÑO DE SUBDRENAJE

DIMENSIONAMIENTO DE FILTRO GRUESO

Indicar tipo de pavimento :

- Tipo 1 : Pavimento tradicional con drenes laterales
- Tipo 2 : Pavimento tipo canal con dren central
- Tipo 3 : Pavimento inclinado hacia un lado con unico dren lateral

Ingresar tipo de pavimento =	2
------------------------------	---

DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO CON TIEMPO DE DRENAJE OPTIMO

Filtro drenaje

a) Infiltración superficial : Cálculado intensidad máxima de diseño de lluvia para la zona de estudio a partir de un análisis de tormentas

$$q_i = 33.3 \text{ mm/hr}$$

$$q_i = 0.80 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

b) Filtración de agua subterránea (q_g) $q_g = \frac{2(q_1 + q_2)}{w}$

Con :

- $W = 7 \text{ m}$ (ancho del pavimento)
- $H = 10.40 \text{ m}$ (Altura entre nivel friático y suelo rocoso)
- $H_o = 10.00 \text{ m}$ (Altura entre fondo filtro y suelo rocoso)
- $k = 0.15 \text{ m/día}$ (permeabilidad de la subrasante)
- $L_i = 3.8 (H - H_o) = 1.52 \text{ m}$ (distancia de influencia)

Tenemos : $q_1 = \frac{k(H - H_o)^2}{2 L_i} = 0.008 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$

Entrando a la figura 1.15 con $\frac{W}{H_o} = 0.7$ y $\frac{(L_i + 0.5W)}{H_o} = 0.502$

Encontramos : $\frac{k(H - H_o)}{2q_2} = 0.38$

Por tanto : $q_2 = 0.079 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$

Encontrados q_1 y q_2 : $q_g = 0.0248 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$

c) Flujo interno de diseño (q_d)

$$q_d = q_i + q_g$$

$$q_d = 0.824 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$$

d) Dimensionamiento del espesor filtro drenaje

Con : $k = 6096.0 \text{ m}/\text{día}$ (permeabilidad del filtro)

$H = 0.10 \text{ m}$ (espesor del filtro)

$S = 2 \%$ (pendiente transversal del filtro)

$L = 3.5 \text{ m}$ (longitud del filtro)

$$n_e = 0.358$$

Caudal actuante en el filtro : $q_d L = 2.884$

Capacidad admisible del filtro es: $q = kH(S + \frac{H}{2L}) = 20.9 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$

El espesor del filtro es : $H = 0.10$ cumpliéndose $q > q_d L$

d) Tiempo de drenaje

- Tiempo de drenaje t_{50}

Verificando con ecuación 2.12

$$t_{50} = \frac{n_e L^2}{2k(H+SL)} = 0.051 \text{ hr} < 2 \text{ hr} \quad \text{Ok}$$

- Tiempo de drenaje t_{95}

Con $S_f = \frac{L}{H} S = 0.7$ (ecuac. 2.14) entrando a la figura 2.7, encontramos $T_f = 2.2$

por tanto, despejando ecuación 2.13 encontramos $t_{95} = \frac{T_f n_e L^2}{k H}$

$$t_{95} = \frac{T_f n_e L^2}{k H} = 0.380 \text{ hr} < 1 \text{ hr} \quad \text{Ok}$$

Conclusión:

Filtro de gradación abierta cumple condiciones de drenaje debiendo considerar filtro fino p/protegerlo

d) Dimensionamiento de filtro fino : **Entonces Diseñar filtro fino**

Según nuestro criterio su capacidad de drenaje debe ser mayor que q_2

DISEÑO DE SUBDRENAJE

DIMENSIONAMIENTO DE FILTRO FINO :

Según nuestro criterio su capacidad de drenaje debe ser mayor que q_2

Con : $k = 16.0$ m/día (permeabilidad del filtro)
 $H = 0.15$ m (espesor del filtro)
 $S = 2$ % (pendiente transversal del filtro)
 $L = 3.5$ m (longitud del filtro)
 $n_e = 0.327$

Caudal actuante en el filtro : $q_2 = 0.079$

Capacidad admisible del filtro es: $q = kH(S + \frac{H}{2L}) = 0.100 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$

El espesor del filtro es : $H = 0.15$ cumpliéndose $q > q_2$

El presente trabajo se culminó el 21 de marzo del 2005, día que se cumplen dos años de boda matrimonial contraída con mi querida esposa Socorro del Pilar.