



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Vías Terrestres y Movilidad

Comisión de Tesis y Exámenes de Grado de Posgrado
del Centro Universitario

Opción de titulación
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en: Vías Terrestres y Movilidad

Presenta:

Ing. José Juan Cruz Márquez

Dirigido por:
Dr. Omar Chávez Alegría

Dr. Omar Chávez Alegría
Presidente

Dra. Teresa López Lara
Secretario

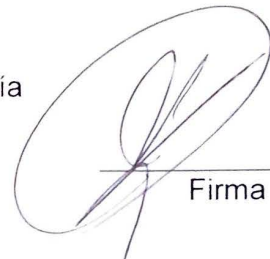
Dr. Juan Bosco Hernández
Vocal

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Suplente

Dr. Eduardo Rojas González
Suplente

Dr. Manuel Toledano Ayala
Director de la Facultad

Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado



Firma

Firma

Firma



Firma



Firma



Firma

RESUMEN

La calidad del material para base en los pavimentos flexibles es muy variada y al ser la segunda capa en orden de importancia y de costo se debe considerar ampliamente su control, debido a que en ella recae la distribución de los esfuerzos y la conductividad hidráulica, estos parámetros necesitan ser evaluados en distintas granulometrías y a distintos contenidos de humedad, encontrando así un rango óptimo en drenaje como en resistencia. La filtración de agua a un material no drenante provocará deformaciones prematuras y valores bajos en la prueba de *California Bearing Ratio* (CBR), reduciendo el periodo de vida del pavimento. El objetivo de esta investigación es demostrar las deficiencias en los materiales utilizados comúnmente para la construcción de bases; además, de mejorar la metodología propuesta para la obtención de la conductividad hidráulica ya que no es un parámetro normado en el país para estos materiales. Los resultados obtenidos con la metodología propuesta muestran gran similitud con la literatura, obteniendo valores de permeabilidad del orden de $1.28 \cdot 10^{-3}$ a $1.90 \cdot 10^{-3}$ cm/s observando que no solo es importante reducir el porcentaje de material fino; sino que además, su plasticidad influye directamente en el desempeño hidráulico y de resistencia de la base, pues el coeficiente no llega a los valores óptimos propuestos en los manuales de los Estados Unidos de América de 0.35 cm/s aun con un contenido de finos menores al 5%.

(Palabras clave: pavimentos flexibles, conductividad hidráulica, *California Bearing Ratio*, permeabilidad, resistencia, base hidráulica.)

SUMMARY

The quality of the base course materials of flexible pavements are very varied and being the second layer in order of importance and cost should be considered widely its control, due to the fact that it takes in the distribution of the efforts and the hydraulic conductivity, these parameters need to be evaluated in different grain sizes and different moisture contents, thus finding an optimal range in drainage as in resistance. The seepage of water to a impervious material will cause premature deformation and low values in the test of California Bearing Ratio (CBR), reducing the life of the pavement. The objective of this research is to demonstrate the deficiencies in the materials commonly used for the construction of base course materials, suggesting a much more extensive experimentation with regard to sampling and implicit variables; in addition, to improve the methodology for the measurement of the hydraulic conductivity since it is not a parameter regulated in the country for these materials. The results obtained with the proposed methodology show great similarity with the literature, obtaining values of permeability on the order of $1.28 \cdot 10^{-3}$ to $1.90 \cdot 10^{-3}$ cm/s notice that it is important not only to reduce the percentage of fine material; but in addition, its plasticity directly influences the hydraulic performance and resistance of the base course, the coefficient does not reach the optimal values proposed in the north American manuals of 0.35 cm/s even with a fines content under 5%.

(Key words: Base course materials, flexible pavements, hydraulic conductivity, California bearing ratio, permeability)

TABLA DE CONTENIDOS

Pag.

RESUMEN.....	I
SUMMARY	II
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.3 HIPÓTESIS.....	5
1.4 OBJETIVO.....	5
2. ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS Y LAS CONSIDERACIONES GENERALES DE LOS MATERIALES PARA BASE HIDRÁULICA.....	6
2.1.1 <i>Granulometría</i>	9
2.1.2 <i>Grado de compactación y humedad óptima del material</i>	12
2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS BASES HIDRAULICAS.....	14
2.2.1 <i>California Bearing Ratio (CBR)</i>	15
2.3 PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LOS MATERIALES GRANULARES.....	17
2.3.1 <i>Permeabilidad</i>	17
2.4 CONCEPTOS ESTADÍSTICOS CONSIDERADOS PARA EL TRATAMIENTO DE LOS DATOS Y SU APLICACIÓN AL ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	26
3. METODOLOGÍA.....	28
3.1 DIAGRAMA DE FLUJO.....	28
3.2 PRIMERA ETAPA: CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE BANCO.....	31
3.3 SEGUNDA ETAPA: DISEÑO EXPERIMENTAL.....	35
3.3.1 <i>Diseño granulométrico</i>	39
3.3.2 <i>Tamaño muestral</i>	40
3.4 TERCERA ETAPA: ANALISIS ESTADISTICO DE LAS CARACTERISTICAS GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS Y SU RELACIÓN CON EL CBR Y LA PERMEABILIDAD.....	41

3.4.1	<i>Obtención del CBR, permeabilidad y la relación con las características volumétricas y gravimétricas.</i>	42
3.4.2	<i>Calculo de las propiedades gravimétricas y volumétricas.</i>	44
3.5	CUARTA ETAPA: EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE CBR Y PERMEABILIDAD LLEGANDO A UNA PROPUESTA.	46
3.5.1	<i>Comparativa de los valores de permeabilidad en laboratorio con los modelos encontrados en la literatura.</i>	46
3.5.2	<i>Desarrollo de un modelo predictivo de permeabilidad y propuesta granulométrica.</i>	46
4.	RESULTADOS.	47
4.1	PRIMERA ETAPA: CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE BANCO.	47
4.1.1	<i>Granulometrías y límites de consistencia.</i>	47
4.1.2	<i>Densidad máxima del material.</i>	52
4.2	DISEÑO EXPERIMENTAL.	56
4.2.1	<i>Diseños granulométricos.</i>	56
4.3	TERCERA ETAPA: ANALISIS ESTADISTICO DE LAS CARACTERISTICAS GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS Y SU RELACIÓN CON EL CBR Y LA PERMEABILIDAD.	62
4.3.1	<i>Análisis trifásico de los materiales.</i>	62
4.3.2	<i>California Bearing Ratio (CBR).</i>	64
4.3.3	<i>Coefficiente de permeabilidad.</i>	67
4.4	CUARTA ETAPA: EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE CBR Y PERMEABILIDAD LLEGANDO A UNA PROPUESTA.	70
4.4.1	<i>Uso del software RStudio para el desarrollo de los modelos de predicción de CBR y permeabilidad.</i>	70
5.	CONCLUSIONES.	82
6.	REFERENCIAS.	85

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Características de los materiales para Bases hidráulicas.	7
Tabla 2.2 Granulometría de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría densa.	12
Tabla 2.3 Características del material de estudio de Maryland.	20
Tabla 2.4 Resumen de la fundamentación teórica.	22
Tabla 3.1 Resumen del tamaño muestral por prueba	40
Tabla 3.2 Relaciones volumétricas y gravimétricas.....	45
Tabla 4.1 Propiedades geotécnicas para la calidad de los materiales de estudio.	51
Tabla 4.2 Pesos volumétricos secos máximos y contenido de humedad.....	53
Tabla 4.3 Densidad y absorción de los agregados de los bancos.....	56
Tabla 4.4 Análisis trifásico del material del banco Tlacote, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.....	62
Tabla 4.5 Análisis trifásico del material del banco Los Ángeles, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.....	63
Tabla 4.6 Análisis trifásico del material del banco el Nabo, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.....	63
Tabla 4.7 Resumen de los resultados de CBR, valor promedio y desviación estándar de los resultados.	67
Tabla 4.8 Coeficientes de permeabilidad k en notación científica, promedio y desviación estándar.	69

Tabla 5.1 Límites granulométricos de la propuesta para bases hidráulicas permeables.....	84
--	----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Configuraciones típicas de los perfiles en la estructura del pavimento (izquierda: bajos volúmenes de tránsito, derecha: altos volúmenes de tránsito). Charlier <i>et al.</i> (2009).....	1
Figura 2.1 Distribución granulométrica de materiales bien graduados, pobremente graduados y discontinuamente graduados.....	10
Figura 2.2 Matrices del agregado, de izquierda a derecha; bien graduado; mal graduado y discontinuamente graduado.	11
Figura 2.3 Estructura típica de un pavimento permeable. Adaptado de FHWA (1992).	18
Figura 3.1 Diagrama de flujo de la metodología (Primera etapa).....	29
Figura 3.2 Diagrama de flujo de la metodología (Segunda etapa)	30
Figura 3.3 Diagrama de flujo de la metodología (tercera y cuarta etapa).....	31
Figura 3.4 Ubicación geográfica de los bancos de materiales.	32
Figura 3.5 Muestreo en canal del material para base (banco Los Ángeles).....	32
Figura 3.6 Reducción de la muestra por cuarteo (banco Los Ángeles).....	33
Figura 3.7 Prototipo de permeámetro ensamblado sin placas de presión.....	34
Figura 3.8 Permeámetro totalmente conectado a mangueras de carga y descarga.	35

Figura 3.9 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimento con tratamiento asfáltico superficial.	36
Figura 3.10 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimentos de concreto hidráulico.	37
Figura 3.11 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimentos de mezclas asfálticas densas.	37
Figura 3.12 Gráfica comparativa de granulometrías de filtros de la Normativa Mexicana y las de bases permeables.	38
Figura 3.13 Prensa CBR con espécimen a inicio de prueba.	43
Figura 3.14 Relaciones de fase en un suelo no saturado.	44
Figura 3.15 Relaciones de fase en un suelo saturado.	44
Figura 4.1 Curva granulométrica del banco El Nabo.	48
Figura 4.2 Curva granulométrica del banco Tlacote.	48
Figura 4.3 Curva granulométrica del banco Los Ángeles.	49
Figura 4.4 Curva granulométrica del banco La letra.	49
Figura 4.5 (izquierda) secado del material para límite líquido y plástico, Figura 4.6 (derecha) copa de Casagrande con el material cerrado a ½ “.	50
Figura 4.7 Cono inglés de penetración para la obtención del límite líquido.	51
Figura 4.8 Pisón de compactación y molde de compactación para ensaye Proctor modificado.	52
Figura 4.9 Punto de compactación en el material ensayado.	53
Figura 4.10 Pesos volumétricos secos máximos de los bancos de estudio.	54

Figura 4.11 Gravas en canastilla para obtener peso en agua (banco Tlacote)	55
Figura 4.12 Matraz con arena para prueba de gravedad específica (banco Tlacote)	55
Figura 4.13 Granulometrías modificadas para el banco del Nabo y límites para base SCT.....	57
Figura 4.14 Granulometrías modificadas para el banco del Nabo y base permeable.	57
Figura 4.15 Granulometrías modificadas para el bando del Nabo y filtros SCT....	58
Figura 4.16 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites para base SCT.....	58
Figura 4.17 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites de bases permeables.....	59
Figura 4.18 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites de filtros SCT.....	59
Figura 4.19 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de base SCT.....	60
Figura 4.20 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de bases permeables.....	60
Figura 4.21 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de filtros SCT.....	61
Figura 4.22 Curvas granulométricas de materiales para filtro (SCT) y bases permeables.....	61

Figura 4.23 Muestra compactada previa al CBR con pistón de penetración colocado.	65
Figura 4.24 Muestra ensayada en la prensa de compresión para el CBR, a una velocidad constante de 1.27 mm por minuto.	66
Figura 4.25 Molde de compactación usado como permeámetro de carga constante.	68
Figura 4.26 a) material al finalizar la prueba; b) recipiente con agua y material fino producto del transporte en el agua.	70
Figura 4.27 Material para base hidráulica del banco el Nabo.	71
Figura 4.28 a) material para base hidráulica (banco el Tlacote); b) material para base hidráulica (banco los Ángeles).	72
Figura 4.29 Variables iniciales para el modelo de predicción de permeabilidad. ...	73
Figura 4.30 Segunda corrida de las variables del modelo de permeabilidad.	73
Figura 4.31 Corrida final del modelo de predicción de permeabilidad.	74
Figura 4.32 Variables iniciales para el modelo de predicción del CBR	75
Figura 4.33 Corrida final del modelo de predicción de CBR.....	76
Figura 4.34 Variables iniciales para el modelo de predicción CBR	77
Figura 4.35 Corrida final del modelo de predicción CBR.....	77
Figura 4.36 Variables iniciales para el modelo de predicción de permeabilidad ...	78
Figura 4.37 Corrida final del modelo de predicción de permeabilidad.....	78
Figura 4.38 Valores de predicción y medidos para la permeabilidad.	79

Figura 4.39 Valores de predicción y medidos para CBR.....	80
Figura 4.40 Valores de predicción y medidos para permeabilidad.....	81
Figura 4.41 Valores de predicción y medidos para CBR.....	81
Figura 5.1 Propuesta granulométrica para bases hidráulicas permeables.....	84

1. INTRODUCCIÓN

En México, la infraestructura carretera es el aspecto más importante para el crecimiento económico y tecnológico del país, por medio del intercambio de bienes y servicios. El avance tecnológico se muestra en el desarrollo de las redes carreteras, tanto en la inclusión de configuraciones vehiculares, así como, en las innovaciones para los procesos constructivos de los pavimentos.

Las redes carreteras están compuestas por pavimentos flexibles, rígidos, con tratamientos superficiales o revestidos; aproximadamente el 88% de las carreteras del país están elaboradas con material flexible, por lo que, esto implica que se invierta periódicamente en los costos de mantenimiento y reparaciones.

Los pavimentos son estructuras multicapa, generalmente constituidas por una capa de rodadura y una o más capas de base que descansan sobre los cimientos del pavimento como se observa en la Figura 1.1.

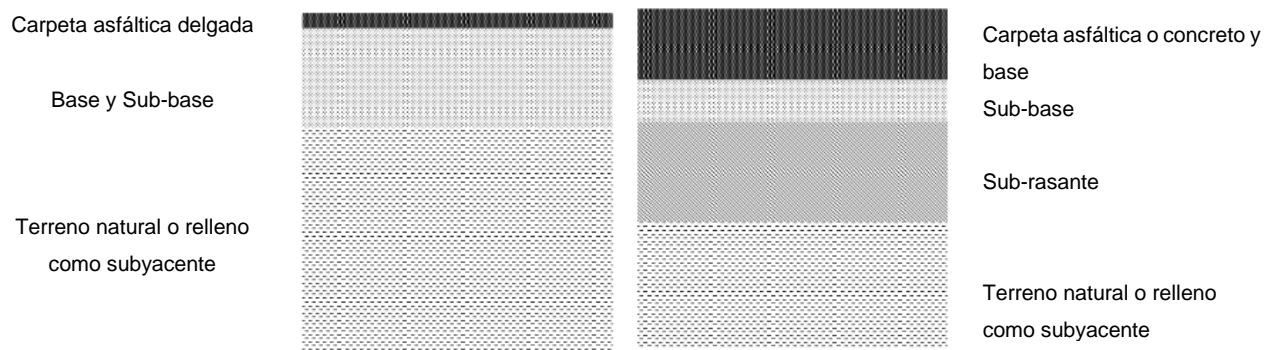


Figura 1.1 Configuraciones típicas de los perfiles en la estructura del pavimento (izquierda: bajos volúmenes de tránsito, derecha: altos volúmenes de tránsito). Charlier *et al.* (2009).

El terreno de cimiento donde descansa la estructura del pavimento consiste generalmente del suelo natural de esa región, y usualmente una capa rompedora sobre el terreno natural, su función es mejorar la nivelación, homogeneidad y la capacidad de soporte de la subrasante.

La base usualmente consiste en dos capas, la sub-base y la base. En este sentido Charlier *et al.*, (2009) menciona que estas capas pueden estar constituidas por materiales tratados para pavimentos de altas especificaciones o sin tratamiento para bajos tránsitos. La capa de base es un componente crítico del pavimento y tiene dos funciones principales según Haider *et al.*, (2014), la primera actuar como un cimiento que provea un soporte mecánico adecuado para la capa de asfalto o concreto previniendo de fatiga y la aparición de grietas en la superficie, y la segunda de proveer un drenaje adecuado para remover los excesos de agua que se puedan filtrar fuera de la estructura.

Los materiales usados en las bases de las carreteras como lo afirman Yoder y Witzack (1975); Xiao *et al.*, (2011 y 2012) son los responsables de distribuir uniformemente las cargas transmitidas por las llantas hacia las capas subyacentes para proteger esta capa de los excesos de carga y así aumentar el período de servicio del pavimento. La mayoría de las fallas en la capa de rodadura ocurren por la falta de los requerimientos en las propiedades mecánicas de los materiales granulares usados en la capa de base (Tutumluer y Pan 2008; Xiao *et al.* 2011).

La capa de base hidráulica en su conjunto con el pavimento representa el costo más alto de materiales para la construcción de carreteras ya que involucra diversas pruebas de calidad en laboratorio las cuales están reguladas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la norma N-CMT-4-02-001/11.

En 1988 la FHWA (*Federal Highway Administration*) llevó a cabo los estudios necesarios en 10 estados para determinar un criterio de diseño en la construcción de bases hidráulicas permeables, mismas que tienen la finalidad de evitar los daños causados en el pavimento por la combinación de acciones de agua y cargas, sin

comprometer la estabilidad e incrementando la vida útil del pavimento hasta en un 33%.

El grado de compactación y el contenido de finos se consideran los dos factores principales que afectan las propiedades hidráulicas de los suelos gruesos como lo señala Rempeng C. *et al.* (2016), optado de su modelo de estudio en columnas de infiltración de los materiales a distintos grados de compactación y calculando la conductividad hidráulica a través del método de perfil instantáneo. Observando que a mayor grado de compactación la succión matricial aumenta, lo cual está directamente relacionado con la conductividad hidráulica, que en sus materiales de prueba con 85% de compactación muestra la permeabilidad más alta, asociado a la porosidad.

1.1 JUSTIFICACIÓN.

Los parámetros de permeabilidad y módulo resiliente en bases hidráulicas no son contemplados en la normativa actual N-CMT-4-02-002/11, el complementarla con ellos aportaría mejores consideraciones de diseño y resultados en la operación.

La capacidad de las bases hidráulicas para comportarse adecuadamente en presencia de agua superficial y la saturación, son muy deficientes, la solución está en mejorar ese comportamiento en todas las capas, como lo afirman Harpreet *et al.* (2014), con un sistema permeable conformado por dos o más capas distintas que una sola encargada del trabajo de filtración y desalojo del agua, además que si se añaden obras secundarias en los bordes de la estructura o separamos adecuadamente la capa drenante de las subcapas no drenantes, obtendremos mejoras significativas en los módulos resilientes y una reducción en los trabajos de mantenimiento con sustento en los estudios de Diefenderfer *et al.* (2005), es decir, no basta con tener una carpeta asfáltica permeable si la base carece de eficiencia en su permeabilidad, esto ya ha sido evaluado en modelos relativamente nuevos como lo es el *Hydrapave*, *Permapave* y el ATPB o bases permeables tratadas con

asfalto según estudios de Yong *et al.* (2012) y Bejarano *et al.* (2003) comprobando su eficiencia. La caracterización de dichas metodologías y modelos evaluados con materiales de la región, nos proporcionará mejores resultados y una menor inversión que solo evaluar con los criterios establecidos en la normativa existente.

El uso de estas bases se recomienda en todos los diseños, excepto cuando la lámina de lluvia anual según Bejarano *et al.* (2003) sea menor a 125 milímetros por año, o bien, que la permeabilidad del subsuelo tenga un coeficiente de permeabilidad mayor a 0.35 cm/s. De acuerdo a los reportes de la Comisión nacional del agua (CONAGUA) de 2014 y 2015 la lámina de lluvia anual para la región de Santiago de Querétaro oscila entre los 650 y 850 milímetros por año.

Existen diseños granulométricos de dichas bases propuestos en los manuales de la *US Army Corps of Engineers (USACE)*, *U.S. Department of Transportation (USDOT)* y el *Virginia Department of Transportation (VDOT)*, los cuales satisfacen los criterios de permeabilidad y estabilidad de la capa de base, pudiendo ser estabilizada con cemento portland, cemento asfáltico o sin estabilizar.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

Los daños que comúnmente se presentan en los pavimentos, son producto de la combinación de dos elementos importantes a evaluar, las cargas repetidas de los vehículos y el exceso de humedad en las capas subyacentes del pavimento, humedad que se produce por la infiltración del agua en la carpeta y posteriormente en la base, subbase y terracerías; cabe mencionar que las especificaciones de la normativa no consideran el comportamiento de la base hidráulica sometida a flujos de agua o excesos de humedad, debido a esto, y al no estar diseñada para soportar eventos hídricos considerables, falla en su estructura, además que se carece de información en su comportamiento mecánico y sus deformaciones parámetros que son obtenidos con el módulo resiliente del material o mediante correlaciones con el *California Bearing Ratio (CBR)*.

1.3 HIPÓTESIS.

La propuesta de una base hidráulica permeable que cumpla con las características estructurales e hidráulicas expuestas en los manuales de la USACE (1987), la USDOT (1992) y la VDOT (2005) permitirán mejorar el comportamiento mecánico (CBR) de la misma respecto a los parámetros estipulados en la normativa mexicana N-CMT-4-02-002/11 cuando a través de ella se genera un flujo de agua.

1.4 OBJETIVO.

Proponer un complemento en la normativa donde se incluyan materiales para bases hidráulicas con cualidades permeables, obtenidas de bancos de la zona de Puebla y Querétaro, poniendo en evidencia la relación que tiene con el valor de soporte California (CBR), y comparar los resultados obtenidos con bases hidráulicas de granulometrías estipuladas por la normativa mexicana N-CMT-4-02-002/11 y las establecidas en los manuales de la USACE (1987), la USDOT (1992), y la VDOT (2005) y verificar que dicha alternativa cumpla con los criterios de permeabilidad y función estructural de bases hidráulicas establecida tanto por la normativa como por los manuales.

2. ESTADO DEL ARTE.

2.1 Diseño estructural de pavimentos y las consideraciones generales de los materiales para base hidráulica.

El diseño estructural de los pavimentos está sustentado en diversas metodologías de las cuales su uso dependerá de las consideraciones particulares del proyectista, y no se limitan al lugar donde fueron desarrolladas. Dentro de las más importantes a considerar y de uso más frecuente tenemos las siguientes:

- Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1981).
- Método de diseño español MOPU-Secciones de pavimento (1990).
- Método de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) para el diseño de la selección estructural de los pavimentos (1993).
- Método de diseño del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de América (1993).
- Diseño empírico mecanicista por AASHTO (2008).

Dichas metodologías consideran entre sus datos de entrada comunes al tránsito promedio diario anual (TDPA), los ejes equivalentes sencillos acumulados, tasa de crecimiento anual, periodos de diseño, refiriéndonos a las características y proyección del tránsito vehicular, para la parte de los materiales se consideran entre otras a los módulos resilientes, Canon *et al.*, (2017) asegura que los esfuerzos y las tensiones dentro de la estructura aportan también información para el diseño, por otro lado Rico *et al.*, (1998) menciona al valor de soporte California (CBR), las correlaciones entre módulos resilientes y CBR, pruebas índice de los materiales ya sea mediante la normativa AASHTO o la *American Society of Testing Materials* (ASTM) y los tipos de asfalto a emplear como datos de entrada. Lo mencionado anteriormente nos dará como resultado el diseño de los espesores en las capas de la estructura desde la carpeta asfáltica hasta las terracerías.

En dicha estructura debe cuidarse la calidad de los materiales de manera minuciosa y evitar comportamientos indeseados que terminen por acortar el período de vida de las mismas, un factor importante a considerar como lo señala Rico *et al.*, (1998) entre todas las metodologías es el drenaje y sub-drenaje, ya que es una manera de proteger la sección estructural de los pavimentos ante los efectos del agua que pudiesen penetrar en ellos, esto conlleva a la reducción de materiales finos en la matriz del material permitiendo el flujo del agua y evitando migración de partículas que disminuyan la estabilidad en la estructura, atendiendo a las recomendaciones expuestas en la normativa de la SCT se considera deseable un contenido menor al 10% del material que pasa la malla No. 200 ya sea para base o sub-base.

Para el caso de las bases hidráulicas y cumplir con calidad en el material que conformará la estructura que resulte del diseño, la normativa mexicana encargada es la N-CMT-4-02-002/16, que contiene los requisitos de calidad para los materiales que se utilicen en la construcción de bases hidráulicas de pavimentos asfálticos y se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características de los materiales para Bases hidráulicas.

Características	Valor %
Límite líquido ⁽¹⁾ , máximo	25
Índice plástico ⁽¹⁾ , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ⁽¹⁾	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ⁽¹⁻²⁾	80
Desgaste Los Ángeles, máximo	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ⁽¹⁻³⁾ , mínimo	100

Notas: (1) Determinado mediante el procedimiento de prueba que corresponda, de los manuales que se señalan en la Cláusula C. (2) Con el grado de compactación indicado en esta Tabla. (3) Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO modificada, salvo que se indique otra cosa

Esta normativa de la SCT a su vez se fundamenta en la experimentación y experiencia en campo de numerosos ingenieros que han aportado desde su creación en 1932 (Rico *et al.*, 1990) hasta la actualización del 2016 la prueba y error para determinar los rangos establecidos en las características de calidad los cuales son más que algo estricto una guía. Actualmente esta normativa no presenta cambios sustanciales respecto a sus primeras versiones, todas las características expuestas se llevan a cabo mediante las metodologías de la misma SCT, es decir los límites de Atterberg, el equivalente de arena, el valor de soporte California, desgaste de los ángeles, partículas alargadas y lajeadas y grado de compactación, sin embargo también se cuenta con el apoyo de las normas internacionales ASTM para realizar los mismos procedimientos con metodologías más rigurosas.

De acuerdo a la definición de las bases hidráulicas por parte de la normativa (N-CMT-4-02-002/16) SCT, define a una base como aquel material granular 100 % producto de la trituración, que normalmente se coloca sobre la subbase o la subrasante, para formar una capa de apoyo, ya sea a la carpeta asfáltica, capa de rodadura asfáltica o para una carpeta de concreto hidráulico, cuando se espere un tránsito durante la vida útil del pavimento en ejes equivalentes mayor a 10 millones de 8.2 toneladas, para el caso en que el tránsito sea de 1 a 10 millones el material contendrá como mínimo 75 % de agregado producto de la trituración y para el caso de menos de 1 millón se aceptará un mínimo de 50 % de agregado producto de la trituración.

El material que resulte de la trituración deberá ajustarse a los parámetros mencionados en la Tabla 2.1, los cuales a su vez tendrán consideraciones particulares ya que algunas variaciones en estas características por pequeñas que parezcan pueden afectar al comportamiento tanto mecánico como hidráulico de la capa de base. Abdolreza *et al.*, (2016) menciona que características tales como contenido de humedad, trabazón del agregado debido a sus caras trituradas, nivel

de compactación, textura, tipo del agregado, porcentaje de finos, granulometría y el índice plástico son factores que contribuyen a definir la calidad del agregado.

2.1.1 Granulometría.

La composición de los materiales usados en las bases queda definido entre otras características, por el tamaño de las partículas y la distribución de las mismas; es decir, la granulometría que como lo afirma Yuanjie *et al.*, (2016) es la propiedad física más importante que afecta el desempeño final.

La granulometría y el porcentaje de finos tiene un impacto significativo en la habilidad del material para soportar las tensiones a causa del flujo vehicular, en este sentido Abdolreza *et al.*, (2016) ha demostrado que la granulometría tiene una influencia notable en la resistencia del agregado incluso superior a la influencia del grado de compactación. El tamaño de la partícula que conforma dicha capa determinara el resultado de parámetros como el coeficiente de uniformidad y curvatura que dentro de las recomendaciones de Harpreet *et al.*, (2014) para un buen funcionamiento es deseable contar con un diámetro efectivo alto pues aumenta la remoción de sedimentos, este diámetro es el tamaño de partícula al cual diez por ciento del material es fino y beneficiará la permeabilidad, y para el coeficiente de uniformidad la FHWA (2002) recomienda que este valor sea mayor a cuatro así la base será capaz de soportar tránsitos moderados durante su construcción de lo contrario puede presentar problemas en su compactación. Estos coeficientes también definirán gráficamente con que material se está trabajando y de ello se derivan características a beneficio o perjuicio del desempeño de la capa, como puede ser un material bien graduado (*well graded*), pobremente graduado (*poorly graded*) o discontinuamente graduado (*gap graded*) ilustrados en la Figura 2.1 a partir de lo reportado por Holtz y Kovacs (1981).

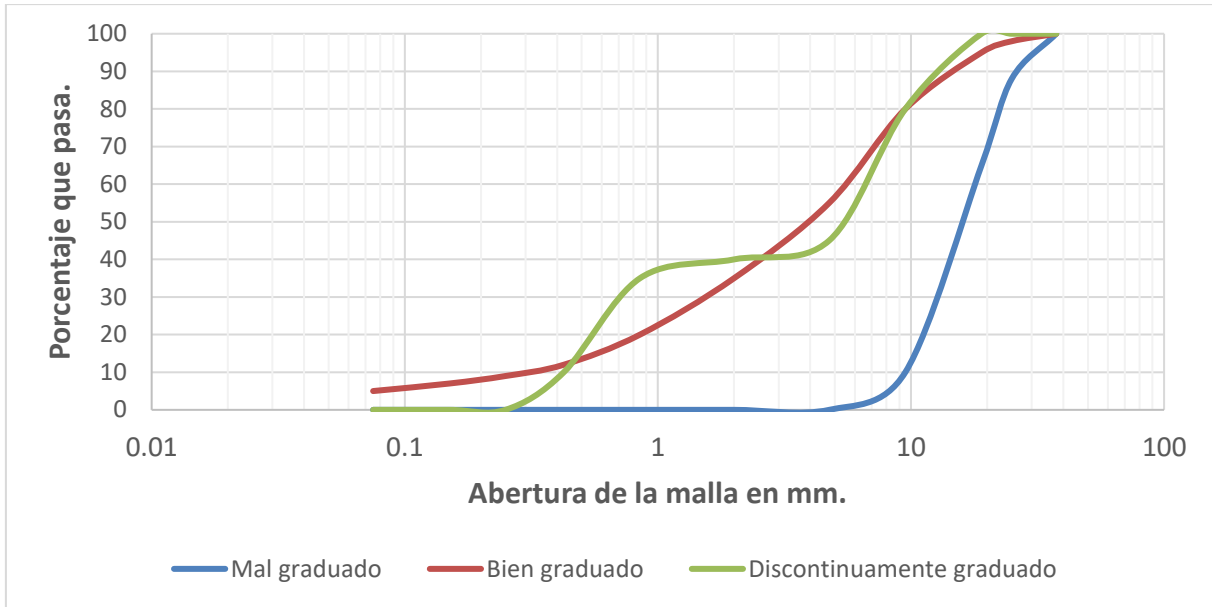


Figura 2.1 Distribución granulométrica de materiales bien graduados, pobremente graduados y discontinuaamente graduados.

Li y Fannin (2008) describen que un material bien graduado indicará una variedad de tamaños de partículas en su distribución por lo que su acomodo tendrá pocos vacíos y su densidad será alta, un material mal graduado presentará poca variedad de tamaños y por tanto su matriz contendrá muchos vacíos, y un material discontinuaamente graduado es aquel definido por una granulometría amplia en la cual una porción distinta esta poco presente o completamente ausente, lo dicho anteriormente se puede apreciar en la Figura 2.2

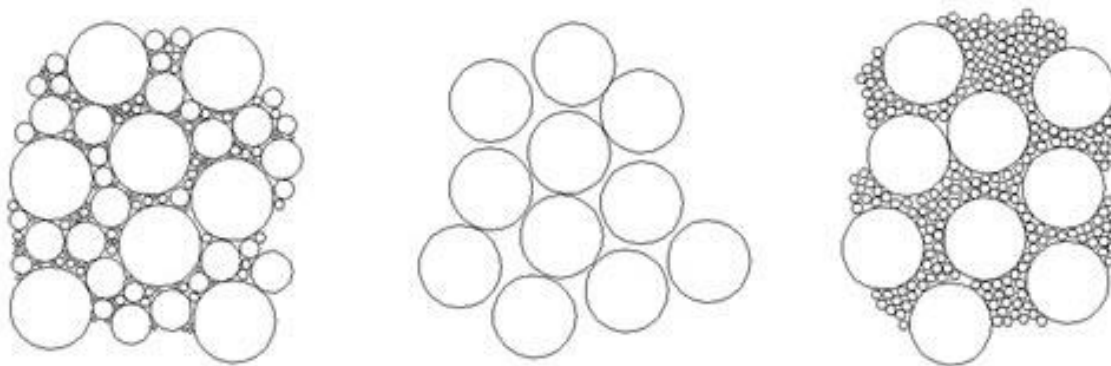


Figura 2.2 Matrices del agregado, de izquierda a derecha; bien graduado; mal graduado y discontinuamente graduado.

Dichas matrices de agregado estarán expuestas a cambios en su estructura por diversos factores externos y dependiendo de su configuración serán más o menos aptas para resistir dichos cambios, dado que los suelos granulares son en su mayoría triturables y sensibles bajo grandes esfuerzos como lo señalan Lee y Farhoomad (1967); Nakata et al., (1999); Coop et al., (2004) cambiando con esto su estructura y comportamiento, siendo este mayor en la medida que su arreglo natural deje espacios para su acomodo y frenando estos cambios después de grandes cargas o esfuerzos como afirman Coop *et al.*, (2004), salvo algunos suelos bien graduados como los glaciares los cuales señalan Altuhafi et al., (2011) no cambian de granulometría cuando son sometidos a grandes cargas o esfuerzos.

El porcentaje de los materiales tanto finos (pasan malla No. 200) como gruesos (retenido en la malla No. 4) definirán el comportamiento de la matriz de acuerdo con el acomodo de los mismos dentro de ésta, perjudicando los módulos de resiliencia hasta en un 60% cuando se presentan incrementos en el porcentaje de finos hasta de 10% de la matriz original (Barksdale y Itani, 1989; Tutumluer *et al.*, 2000).

En la Tabla 2.2 se muestran los porcentajes de acuerdo con el tamaño de la partícula de suelo que son permitidos en la matriz de la capa de base para

pavimentos con carpeta asfáltica densa como capa de rodadura, siendo estos porcentajes los límites para una matriz densa y bien graduada.

Tabla 2.2 Granulometría de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría densa.

Malla		Porcentaje que pasa ⁽¹⁾	
Abertura mm.	Designación	$\Sigma L \leq 10^{6(2)}$	$\Sigma L > 10^{6(2)}$
75	3"	100	100
50	2"	85-100	85-100
37.5	1 1/2"	75-100	75-100
25	1"	62-100	62-100
19	3/4"	54-100	54-83
9.5	3/8"	40-100	40-65
4.75	no. 4	30-80	30-50
2	no. 10	21-60	21-36
0.85	no. 20	13-44	13-25
0.425	no. 40	8-31	8-17
0.25	no. 60	5-23	5-12
0.15	no. 100	3-17	3-9
0.075	no. 200	0-10	0-5

Nota: (1) El tamaño máximo de las partículas no será mayor de 20 % del espesor de la base. (2) ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

2.1.2 Grado de compactación y humedad óptima del material.

El grado de compactación se refiere a la densificación del material que conforma la capa del pavimento en cuestión, la cual está dada por varios factores y de ellos dependerá su resultado, como lo son la naturaleza del agregado, el contenido de humedad, la energía de compactación y la granulometría del material.

En primer lugar, debe conocerse el peso volumétrico seco máximo del material y a que contenido de humedad se tiene esa densidad, para poder

establecer en campo que grado de compactación tiene y así recomendar mayor densificación, mayor cantidad de agua, o calificarlo como apto para proseguir en la construcción del pavimento. La normativa solicita como se vio anteriormente un 100% de este valor lo que indica una densificación máxima es decir un contenido de vacíos mínimo lo que típicamente resulta en una mayor resistencia, una compactación suficiente también disminuye la probabilidad de falla en la capa debido a expansión o contracción del material (Abdolreza *et al.*, 2016) además de disminuir las deformaciones permanentes. La normativa que se encarga de esta característica es la ASTM-D-1557 prueba Proctor modificada, la cual basa su metodología en el uso de un molde de metal y un compactador mecánico que deja caer una masa a cierta altura para darle acomodo al material dentro del molde obteniendo así una densidad máxima y un contenido óptimo de humedad que se evaluarán en campo, sin embargo la energía de compactación en el laboratorio puede ser no representativa a la energía de compactación en campo (Pacheco y Nazarian, 2011) especialmente teniendo la inevitable variación en el contenido de humedad y la energía de compactación durante la construcción, además de que como lo menciona Canon *et al.*, (2017) el contenido de humedad es el segundo factor que más afecta la respuesta elástica de los materiales ante las cargas del tránsito.

El incremento del contenido de humedad hasta la saturación es un factor importante que afecta adversamente la resistencia de una capa (Abdolreza *et al.*, 2017) y se considera más crítico en el lado húmedo del contenido óptimo de humedad, es decir con porcentajes superiores al óptimo, ya que los excesos de agua entre los agregados actúan como un lubricante, reduciendo la fricción entre las partículas e incrementando la deformación (Thom y Brown, 1987) así que como lo señala Charlier *et al.*, (2009), en un pavimento bien diseñado la base hidráulica tiende a tener un contenido de humedad ligeramente abajo del óptimo, alrededor de dos a tres por ciento.

El balance de la humedad en la estructura del pavimento evoluciona continuamente a través del tiempo, dependiendo de factores como lo son las variaciones en el clima (Sigudur *et al.*, 2017), estas variaciones afectan directamente la densidad máxima del material ya que cambios de $\pm 2\%$ podrían representar cambios en la densidad de hasta 4.4% (Pacheco y Nazarian, 2011) además que, durante la fase de construcción, los materiales usualmente se compactan a valores cercanos a la humedad óptima a fin de obtener las condiciones de la densidad máxima seca.

Excesos de humedad en la capa y retención de la misma pueden elevar la presión de poro, lo que disminuye la tensión efectiva de contacto entre los agregados gruesos, debilita la fuerza mecánica y rigidez, incrementando la inestabilidad y disminuyendo la compactación y con ello reduce el período de vida de la capa (Haider *et al.* 2014) es por lo que la relación entre la compactación y la humedad óptima del material es crítica en la construcción y supervisión del mismo.

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS BASES HIDRAULICAS.

La vida del pavimento se determina usando los principios de la mecánica en ingeniería para correlacionar el esfuerzo inducido, tensiones y deflexiones de las diferentes capas del pavimento con el desempeño de toda la estructura (Canon *et al.*, 2017), las propiedades mecánicas de ésta capa son críticas pues se sabe que el 70% de las deformaciones plásticas ocurren en la base hidráulica (Pidwerbesky, 1996; Arnold, 2004; Steven, 2005) una de estas características es medida mediante el *California Bearing Ratio* (CBR).

2.2.1 *California Bearing Ratio (CBR).*

Actualmente la tecnología utilizada en la caracterización de las propiedades del material es insuficiente (Canon *et al.*, 2017) en la mayoría de los casos la capacidad portante es obtenida indirectamente a través de pruebas empíricas, como el CBR. El CBR es una prueba de laboratorio relativamente simple a partir de la cual se obtiene un único valor, que representa la rigidez del material. Este ensayo es útil y se puede usar como filtro inicial en la selección de materiales granulares; sin embargo, cuando la función estructural de la capa granular es vital, es necesario llevar a cabo una prueba más completa, que incluya procedimientos bajo cargas cíclicas como los módulos resilientes (Canon *et al.*, 2017).

Tradicionalmente el CBR es usado para cuantificar la estabilidad estructural de los materiales para bases hidráulicas dada su simplicidad, sin embargo, esta prueba no representa la rigidez del material a bajas cargas (Cetin *et al.*, 2010). Muchas agencias extranjeras han dejado de evaluar el desempeño de los pavimentos únicamente usando el CBR (2014). Indiscutiblemente, el módulo resiliente es superior a las pruebas estáticas, como el CBR, dada su capacidad de caracterizar la respuesta del material ante cargas repetidas que simulan las cargas de tráfico (AASHTO 2009) y provee datos esenciales para los diseños mecanicistas de pavimentos (Stolle *et al.* 2009).

El deterioro prematuro y las fallas en la estructura se deben a la presencia de agua, siguiendo las recomendaciones del *Virginia Transportation Research Council's* (VTRC) y los resultados de su estudio según Diefenderfer *et al.* (2005), se consideran los valores de humedad óptima, permeabilidad y módulo de resiliencia como las referencias del desempeño estructural del pavimento. Además de lo mencionado, las cargas cíclicas a las que es sometido el pavimento determinan su comportamiento esfuerzo-deformación, que puede ser de dos tipos: resiliente y plástico.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea, las cuales se llevan a cabo en el suelo mediante un mecanismo de aplicación de carga repetida, en el cual la deformación permanente se va acumulando, en los ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra de suelo llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable, en ese momento se tiene un comportamiento resiliente. Este valor varía de acuerdo con distintos parámetros ya sea por cambios en el contenido de agua de acuerdo con estudios de Jones y Witczak (1997), Seed, Chan y Lee (1962), por otra parte, dependerá de características del material, por ejemplo, los granulares serán sensibles dependiendo de la cantidad y la naturaleza del suelo fino, y para el caso de los suelos limpios, no se ven afectados por el cambio en contenido de agua según Hicks y Monismith (1971). Siendo la clave de estas variaciones del módulo, los cambios ligeros hacia arriba o hacia abajo del contenido óptimo de humedad del suelo comprobado en estudios de Soliman y Shalaby (2015).

El grado de saturación es el parámetro más influyente en la rigidez de los suelos granulares, sin embargo, varios estudios sugieren que también la densidad tiene un efecto significativo en el módulo de los suelos no consolidados, afirmando que el módulo resiliente generalmente aumenta si la densidad del material aumenta también según Kolisoja (1997); Molenaar y Van Niekerk (2002); Berthelot *et al.* (2009).

Para los suelos granulares casi limpios, se ha observado que la influencia del material fino en el resultado de los módulos resilientes se presenta con contenidos de material fino arriba del 5% del total de la muestra en peso y su rigidez tiende a disminuir cuando es compactado con una humedad superior a la óptima como lo señalan Lekarp *et al.* (2000); Stolle *et al.* (2009); Khosravifar *et al.* (2013). Teniendo con esto una amplia referencia de como se ve afectada la capacidad estructural de las bases hidráulicas en presencia de cambios en el contenido de humedad.

2.3 PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS MATERIALES GRANULARES.

La infiltración en el suelo es el movimiento del agua a través de la superficie y hacia dentro del mismo, producido por las fuerzas de gravedad. Si la aportación del agua al interior de la estructura del suelo es superior a lo soportado, se formará una lámina superior que dará lugar a un escurrimiento superficial. Esta capacidad en los materiales granulares decrece con el tiempo y se verá afectada por la humedad inicial del perfil, la textura y la estabilidad estructural del suelo (Hernández S., 2009) la permeabilidad es una prueba que nos puede ayudar a medir el fenómeno descrito.

2.3.1 Permeabilidad

Las capas de base hidráulica en su conjunto con el pavimento presentan el costo más alto de materiales para la construcción de carreteras ya que involucra diversas pruebas de calidad en laboratorio, además de los tratamientos o mejoras obligadas para cumplir con los parámetros establecidos como ideales, sin embargo y pese a cumplir con la normativa, la capacidad de estas capas para comportarse adecuadamente en presencia de agua superficial y la saturación progresiva son muy deficientes. Conceptualmente, la mejor manera para reducir el deterioro causado por la humedad es previniendo la entrada de ésta al pavimento; sin embargo, la humedad entra al sistema por diversas fuentes, y nada lo puede prevenir completamente (NCHRP 2004). La solución está en mejorar ese comportamiento en todas las capas con un sistema permeable como lo afirman Harpreet *et al.* (2014), con dos o más capas distintas en vez de una encargada de la filtración y desalojo de agua, como se observa en la Figura 2.3, donde además de una base permeable y una capa de rodadura de características similares, es necesaria una capa separadora, para evitar que las capas subyacentes no granulares se vean afectadas por la presencia de agua.

La eficiencia de dichos sistemas ya ha sido comprobada en modelos como el *Hydrapave*, *Permapave* y *Asphalt Treated Permeable Base* (ATPB), que incluyen

tratamiento de bases con asfalto según los estudios de Yong *et al.* (2012) y Bejarano *et al.* (2003).

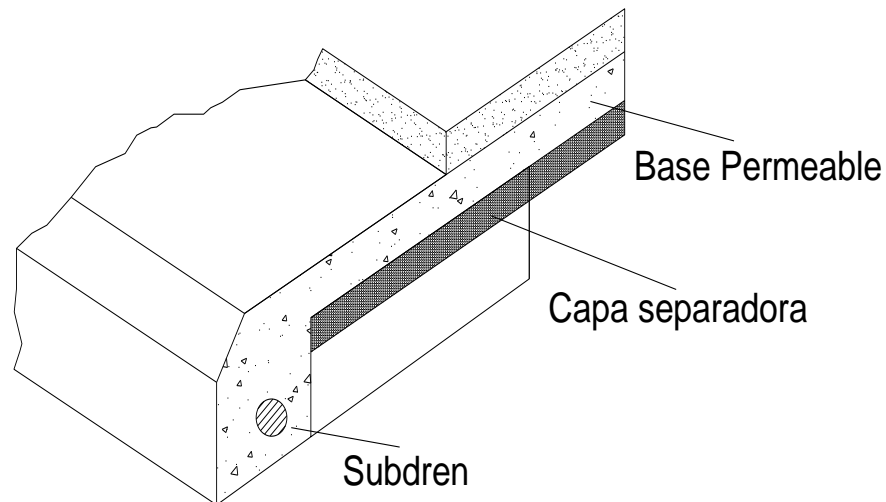


Figura 2.3 Estructura típica de un pavimento permeable. Adaptado de FHWA (1992).

La permeabilidad estudiada por Darcy (1850) se consideró inicialmente para la purificación de agua en una masa de suelo conformada por arena, es un término genérico que indica la capacidad de un suelo para transportar agua. El coeficiente de permeabilidad es la tasa de flujo a través de una unidad de área, este coeficiente es un indicador de la calidad del material al transportar agua. El parámetro de la permeabilidad es un concepto fundamental para la evaluación de la calidad de bases hidráulicas y obligatorio dependiendo de las láminas de lluvia del lugar de interés, siendo incluidas sus características en manuales de la USACE (1987), la USDOT (1992), y la VDOT (2005).

Para obtener la permeabilidad en los suelos granulares, se recurre a la prueba de permeabilidad de carga constante, norma ASTM D 2434-68, limitando el espécimen de prueba a no más del 10% del material que pasa la malla No. 200 para

evitar la influencia de consolidación. O bien la ASTM 5856-95 por medio de un molde de compactación, con características similares al molde para CBR usando la carga constante (método de prueba A). Cabe señalar que la prueba de succión, utilizada por numerosos investigadores, es otra opción para obtener la permeabilidad del suelo. El empleo de métodos empíricos como los propuestos por Hazen (1930) y el del *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDF) y el *Enhanced Integrated Climatic Model* (EICM) desarrollado y calibrado por la *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) (2008) sirven de referencia en comparación con las pruebas de laboratorio.

Enfocados al estudio de materiales granulares y considerando que habrá ciertos porcentajes de material fino en su granulometría no podemos dejarlos a un lado en las consideraciones, de acuerdo a la *Minnesota Department of Transportation* (MnDOT) y las estipulaciones existentes para agregados permeables no consolidados (UPAB), de los cuales en estudios de Yuanjie X. *et al.* (2016) se seleccionaron 5 graduaciones distintas a los materiales granulares UPAB que se ajustan a los parámetros de la MnDOT y con distintas proporciones de material grueso y fino evaluando y comparando su comportamiento para validar una graduación óptima en estabilidad y drenaje. Dicho estudio uso agregado grueso de granito triturado (CCGA) y escoria fina de granito (FGT) para realizar mezclas a distintas proporciones.

Para el caso de las graduaciones seleccionadas del UPAB la obtención de la permeabilidad fue por medio de ecuaciones empíricas tales como el modelo propuesto por Hazen (1930) y el de MEPDG EICM desarrollado y calibrado por la NCHRP (2008) con base a datos recolectados de 27 muestras de suelos granulares. Obteniendo como resultados materiales con permeabilidad desde 0.001 a 10 cm/s, este último valor adecuándose a las recomendaciones de 0.35 cm/s.

En cuanto a los parámetros estructurales y en estudios más recientes analizando la relación de CBR, módulos de resiliencia, deformaciones permanentes y calidad permeable de los materiales Haider I. *et al.* (2014), realizaron un

experimento detallado de dichas características para materiales muestreados de diferentes bancos en Maryland que fueron clasificados como base de alta calidad A-1-a de acuerdo con AASHTO, y las características mencionadas se exponen en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Características del material de estudio de Maryland.

Material (GAB)	CBR %	Modulo Resiliente (Mpa)			Coeficiente de permeabilidad, k (cm/s)	
		OMC -2 %	OMC	OMC + 2%	k (cm/s)	k (cm/s)
<i>Rockville</i>	68	193	180	151	0.027	0.025
<i>Bladensburg</i>	218	130	114	119	0.013	0.013
<i>Churchville</i>	200	140	87	NA	0.0015	NA
<i>Texas</i>	150	176	257	148	0.0066	0.0072
<i>Chantilly</i>	NA	126	102	120	0.00057	0.00093
<i>Havre de Grace</i>	NA	131	120	124	0.015	0.0043
<i>Keystone</i>	NA	147	134	87	0.0039	NA

Note: CBR = Clifornia Bearing Ratio; OMC = Contenido óptimo de humedad; NA = No analizado Haider et al. (2014).

Se usó un esfuerzo de confinamiento y axial de 103 kPa en 500 repeticiones, el esfuerzo de confinamiento se mantuvo en el rango de 20.7 a 138 kPa durante las series de carga, y el esfuerzo desviador fue incrementado desde 20.7 kPa a 276 kPa y aplicado en 100 repeticiones en cada paso. Para las deformaciones permanentes se siguió la metodología de la normativa AASHTO T-307 llevado a cabo mediante 10,000 repeticiones de carga bajo 103.4 kPa de presión de confinamiento y 206.8 kPa de esfuerzo desviador. Midiendo su permeabilidad en un permeámetro de pared rígida (molde de compactación) de 204 mm de diámetro y 203 mm de altura, siguiendo las recomendaciones de la normativa ASTM D2434.

Como se puede observar en la Tabla 2.3, el CBR de la muestra de Blandesburg es el más alto con 218 % y el de Rockville de 68% el más bajo, dichas variaciones pudieron ser el resultado de las granulometrías diversas, el contenido de finos que se mantuvo en rangos desde 6.9 a 10 % del peso de la muestra. Las

muestras que presentaron la diferencia más alta de los módulos resilientes en campo comprados con la experimentación en laboratorio (Rockville y Texas) con 148 contra 180 MPa y 162 contra 257 MPa también presentaron las densidades más bajas en campo 2,244.89 contra 2,477.91 kg/m³ y 2,224.48 contra 2,489.79 kg/m³ respectivamente. Observando que un mayor coeficiente de uniformidad representaba valores más altos del módulo resiliente al igual que bajar el porcentaje de humedad de la muestra 2 % por debajo del óptimo, siendo la única excepción el material de Texas, dicha variación se explica en su mayor contenido de partículas finas (10%) lo que en conclusiones de Pacheco y Nazarian (2011) aseguran que los materiales que consisten en su mayoría de partículas finas tienden a alcanzar su mayor rigidez cuando están compactadas en su contenido óptimo de humedad. En cuanto a la deformación permanente después de las 10,000 repeticiones de carga, el material de Keystone tuvo la más alta con 0.09% mientras el de Texas presentó 0.03%, comportamientos atribuidos a un mayor contenido de gravas y por tanto más vacíos. Las muestras que se probaron del lado seco del contenido óptimo de humedad, es decir 2 % abajo, presentaron las deformaciones permanentes más bajas. En cuanto a los parámetros permeables medidos en las muestras y atendiendo a la recomendación de la FHWA (1990) donde para bases hidráulicas propone un valor mayor a los 0.35 cm/s para el coeficiente de permeabilidad, ninguna de las muestras cumplió con dicho valor, sabiendo que ese parámetro solo es logrado por materiales con contenido de finos menor a 5%, considerando a los materiales de este estudio en cuanto a drenaje de buena calidad.

Este trabajo estará fundamentado en las teorías de Darcy (1850) y en las características gravimétricas y volumétricas obtenidas de los diagramas de fase del material, como lo son la porosidad, grado de saturación, compacidad relativa, relación de vacíos. En la Tabla 2.4 se muestra un resumen de las fórmulas a emplear para la obtención de los parámetros mencionados.

Tabla 2.4 Resumen de la fundamentación teórica.

Fundamento Teórico	Año	Autor	Ecuación
Ley de Darcy	1850	Henry Philibert Gaspard Darcy	$k = \frac{QL}{Ath}$
Infiltración en grietas	1980	Lyle K. Moulton.	$q_i = I_c \left[\frac{N_c}{W} + \frac{W_c}{WC_s} \right] + k_p$
Relación de descarga	1980	Lyle K. Moulton.	$q_d = q_i L_R$
Modelo teórico de permeabilidad	1930	Hazen	$ksat = ChD_{10}^2$
Modelo teórico de permeabilidad	2008	MEPDG EICM NCHRP	$ksat = 10^{-6} * 10^{\left(5.3D_{10} + 0.49D_{60} \frac{D_{60}}{D_{10}} 0.1P_{200} + 1.5\right)}$

La prueba de permeabilidad determinara el coeficiente de permeabilidad en suelos granulares, con fundamento en la norma de la ASTM D 2434-68, a través de una carga constante para un flujo laminar en un suelo granular, considera la limitación a suelos que contengan más del 10% de material que pasa la malla No. 200 para evitar la influencia de consolidación.

Se consideran los siguientes prerequisites para poder validar el método en un flujo laminar y carga constante:

- La continuidad del flujo sin volumen de sólido cambiara durante la prueba
- No habrá aire en los vacíos del suelo cuando el flujo en los mismos sea saturado.
- El flujo en estado permanente no tendrá cambios en el gradiente hidráulico.
- La proporcionalidad directa entre la velocidad y el gradiente hidráulico pertenece a ciertos valores, en el cual comienza el flujo turbulento.

- Todos los demás tipos de flujo que involucren suelos parcialmente saturados requerirán condiciones y procedimientos especiales para su prueba.

Los cálculos para obtener el coeficiente de permeabilidad se harán con fundamento en la ley de Darcy (1850), la cual es válida en un medio saturado, continuo, homogéneo e isótropo, y despreciando el número de Reynolds.

$$k = \frac{QL}{Ath} \quad \text{Ec. 2-1}$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad.

Q = gasto o cantidad de agua descargada

L = distancia entre los manómetros

A = área del espécimen

t = tiempo total de descarga

h = diferencia de carga en los manómetros

Para el caso de estudio que nos corresponde, la permeabilidad y su uso en la mecánica de suelos contamos con otras variables además de el espesor de la capa y la distancia del recorrido del agua, ya que en medios porosos y más en estructuras multicapa, el transporte de sedimentos o detritos, ya sea de medios externos o de la misma erosión del material, trae consigo una disminución en el coeficiente de permeabilidad después de determinado tiempo como producto del fenómeno llamado *clogging*, lo cual variará el resultado obtenido al analizar el problema únicamente por la ley de Darcy (1850).

Como lo sugiere Siew *et al.* (2003), este fenómeno debe analizarse con la ecuación de Kozeny y Carman (1956), misma que predice el deterioro de la permeabilidad en la base hidráulica de estudio como consecuencia del transporte de los detritos a los vacíos en la estructura del suelo.

Donde se debe conocer la porosidad del espécimen que está dada como sigue:

$$n = (V_T - \frac{m_s}{\rho_s})/V_T \quad \text{Ec. 2-2}$$

Donde:

V_T = volumen del espécimen de la base en m^3

m_s = masa de los agregados en kg

ρ_s = densidad del agregado en kg/m^3

El material atrapado en los poros del espécimen ocupa un volumen:

$$V_c = m_c/\rho_c \quad \text{Ec. 2-3}$$

Donde:

m_c = masa del material atrapado en el espécimen en kg

ρ_c = densidad del material atrapado en kg/m^3

Asumiendo que el volumen efectivo de poro disminuye a medida que el material transportado se acumula en los poros, se tiene que el depósito efectivo del material atrapado está dado por:

$$\sigma = V_c/V_T \quad \text{Ec. 2-4}$$

Lo cual se incluye en la ecuación de Kozeny y Carmant y es la siguiente:

$$k_0 = \left(\frac{\lambda \rho_w g}{\eta_w S^2 v} \right) \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] \quad \text{Ec. 2-5}$$

Donde:

k_0 = permeabilidad inicial del medio en m/s

λ = factor de forma en función del medio

ρ_w = densidad del agua en kg/m³

g = aceleración de la gravedad en m/s²

η_w = viscosidad del agua en kg/m*s

n = porosidad del medio permeable

sv = superficie específica volumétrica del medio permeable

Se tendrá así un valor de la permeabilidad más ajustado al fenómeno de estudio y más fiable que el método de Darcy (1850).

De los modelos predictivos que se conocen para materiales similares a los estudiados tenemos los siguientes:

El modelo de Hazen se describe como sigue:

$$k_{sat} = C_H * D_{10}^2 \quad \text{Ec. 2-6}$$

Dónde CH es un coeficiente que varía de 1 a 5, D₁₀ es el tamaño de la partícula de 10% que pasa.

La ecuación desarrollada por la NCHPR para la calibración y validación del modelo climático integrado para diseño de pavimentos es el siguiente:

$$k_{sat} = 10^{-6} * 10^{(5.3D_{10} + 0.049D_{60} + 0.0092 \frac{D_{60}}{D_{10}} 0.1P_{200} + 1.5)} \quad \text{Ec. 2-7}$$

Dónde D₆₀ tamaño de la partícula de 10 a 60 % que pasa respectivamente, P₂₀₀ es el porcentaje de material que pasa la malla No. 200. Ambos modelos dieron valores muy aproximados a la base de datos de la MnDOT. Esperando encontrar relaciones en dichas variables más apegadas a nuestro modelo de estudio.

2.4 Conceptos estadísticos considerados para el tratamiento de los datos y su aplicación al análisis de los resultados.

Dentro de los conceptos teóricos de la estadística que se usaron para el tratamiento de los datos tenemos dentro de lo básico a la media (\bar{x}) o promedio de los datos, concepto utilizado en la mayoría de los casos para resumir el número de ensayos en las tablas y para comparar la homogeneidad entre ensayos del mismo material, ya que al ser del mismo banco de materiales y contar con las mismas proporciones de gravas y arenas, los valores teóricamente no deberían presentar una variedad amplia en los resultados respecto a la media de los mismos, es decir su desviación estándar (s) no debería ser muy grande. A continuación, se ejemplifican las ecuaciones usadas en estos conceptos estadísticos.

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad \text{Ec. 2-8}$$

Donde:

\bar{x} = media

Σ = sumatoria de un conjunto de valores

x = variable que representa los valores de datos individuales

n = número de valores de la muestra.

$$s = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n-1}} \quad \text{Ec. 2-9}$$

s = desviación estándar

Estas medidas de tendencia central se usaron para describir el comportamiento de los ensayos al repetirse varias veces el experimento en los casos del CBR, permeabilidad, pruebas de compactación y los diagramas de fase resultantes de estas pruebas. Por un lado, para facilitar la presentación de la información y por otro lado para observar que datos se podían utilizar para alimentar el modelo de

predicción, descartando los que presentaran alguna variación grande (datos distantes), ya sea por errores de metodología o por errores del operador.

Para el caso del modelo de predicción los conceptos estadísticos usados para la selección de variables fue la distribución normal y una distribución t de *student* (t), además de calcular el error estándar ($\varepsilon\varepsilon$), con la finalidad de descartar las variables que no tuvieran significancia en el modelo, considerando ambas colas de la distribución, aplicando la hipótesis nula y la hipótesis alternativa para definir el área de aceptación y la de rechazo que para este caso los valores de rechazo representan nuestra hipótesis alternativa es decir las variables que son significativas en el modelo.

Mediante una regresión línea múltiple se desarrolla el modelo de predicción en el cual se verifica que el coeficiente de determinación (r^2) que se obtenga sea aceptable, el cual explica la variación de las variables con respecto a la recta de regresión en porcentaje. A continuación, se muestran las ecuaciones para lo antes mencionado.

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{\delta}{\sqrt{n}}} \quad \text{Ec. 2-10}$$

Donde:

t = t de *student*

μ = media de la población

\bar{x} = media de la muestra

n = tamaño de la muestra

δ = desviación estándar de la población

$$\varepsilon\varepsilon = \frac{s}{\sqrt{n}}$$

Ec. 2-11

Donde:

$\varepsilon\varepsilon$ = error estándar

s = desviación estándar

3. METODOLOGÍA.

3.1 Diagrama de flujo.

Se divide en cuatro etapas: 1) caracterización del material de banco (Figura 3.1), 2) diseño experimental (Figura 3.2), 3) análisis estadístico de las características gravimétricas y volumétricas y su relación con el CBR y la permeabilidad. (Figura 3.3) 4) evaluación de los parámetros de CBR y permeabilidad llegando a una propuesta (Figura 3.3).

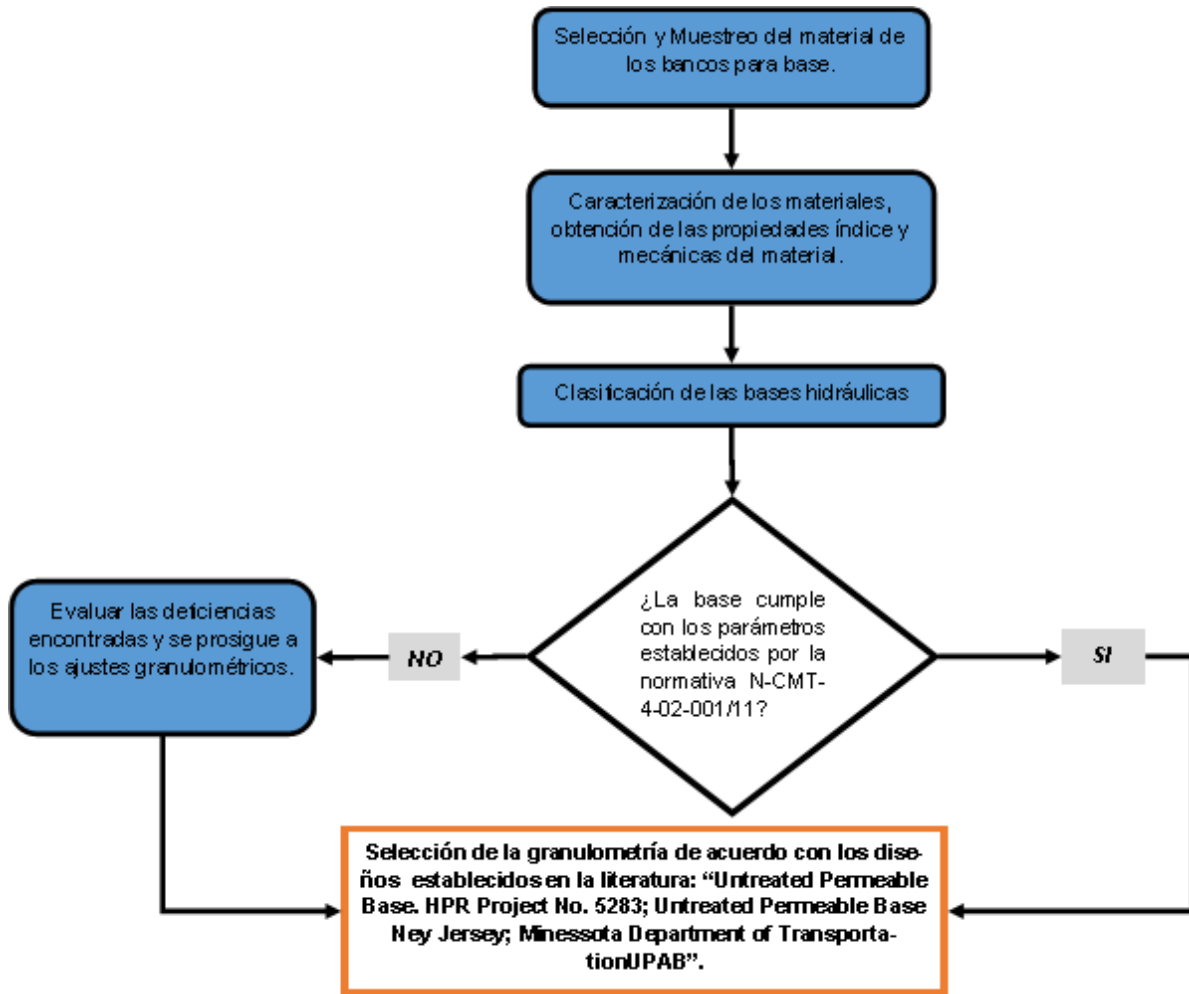


Figura 3.1 Diagrama de flujo de la metodología (Primera etapa).

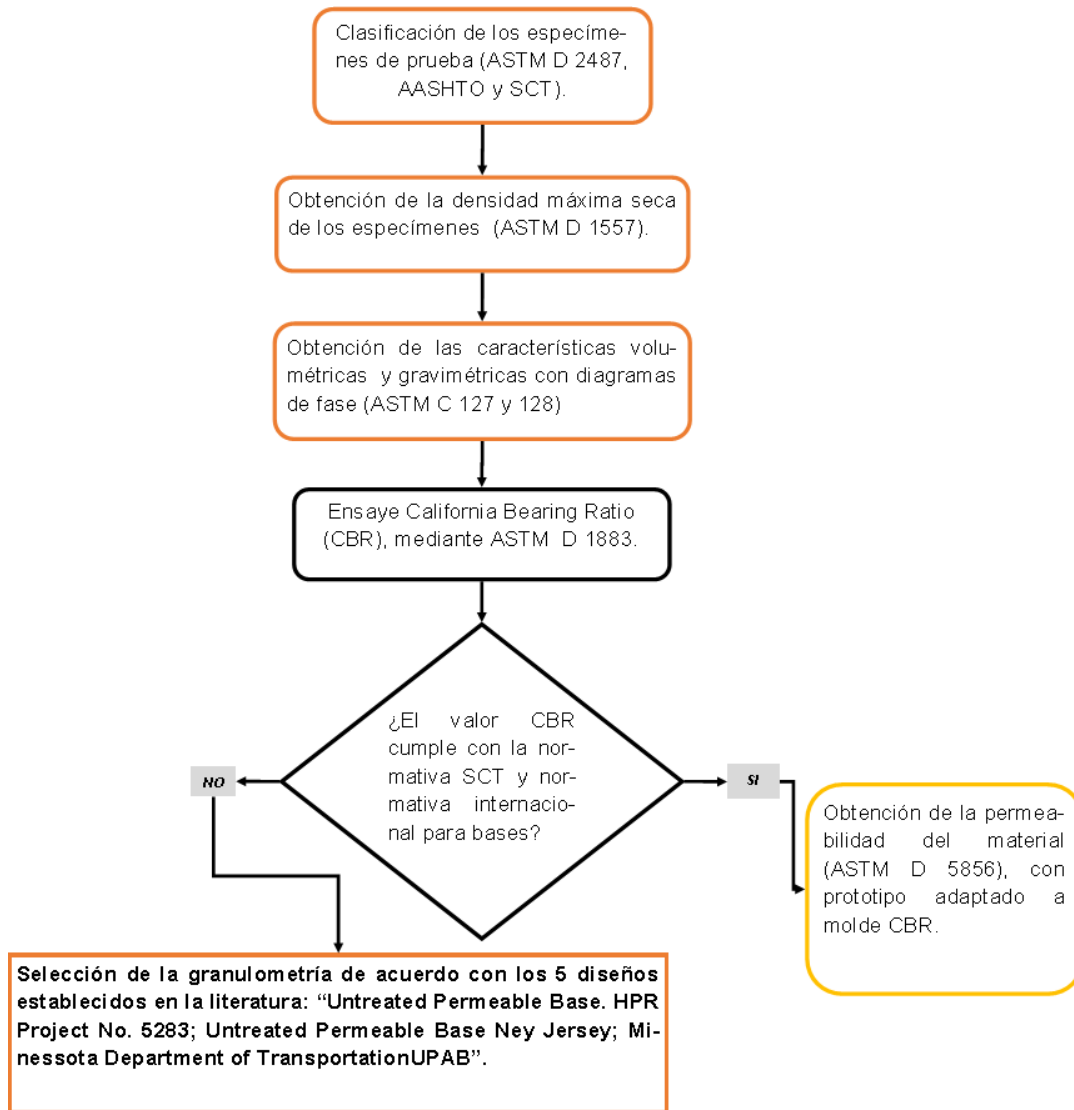


Figura 3.2 Diagrama de flujo de la metodología (Segunda etapa)

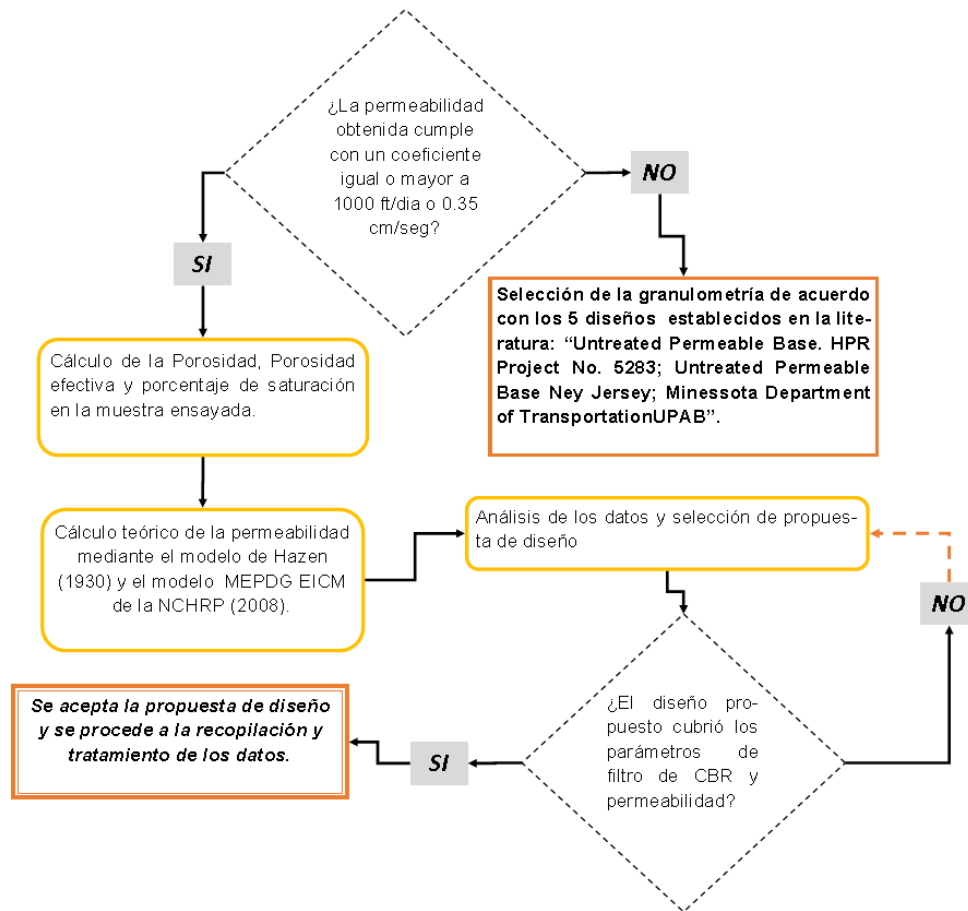


Figura 3.3 Diagrama de flujo de la metodología (tercera y cuarta etapa).

3.2 PRIMERA ETAPA: CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE BANCO.

El sitio experimental donde se realizó la investigación está ubicado en la ciudad de Querétaro y Puebla de los Ángeles, se obtuvieron muestras de bancos de material para bases hidráulicas cercanos a las zonas metropolitanas correspondientes. Dos al oeste de la ciudad de Querétaro (El Nabo y Tlacote) y otro al sureste (Los Ángeles), para la ciudad de Puebla al sur de la ciudad (La Letra). En la Figura 3.4 se aprecia la ubicación de los bancos.

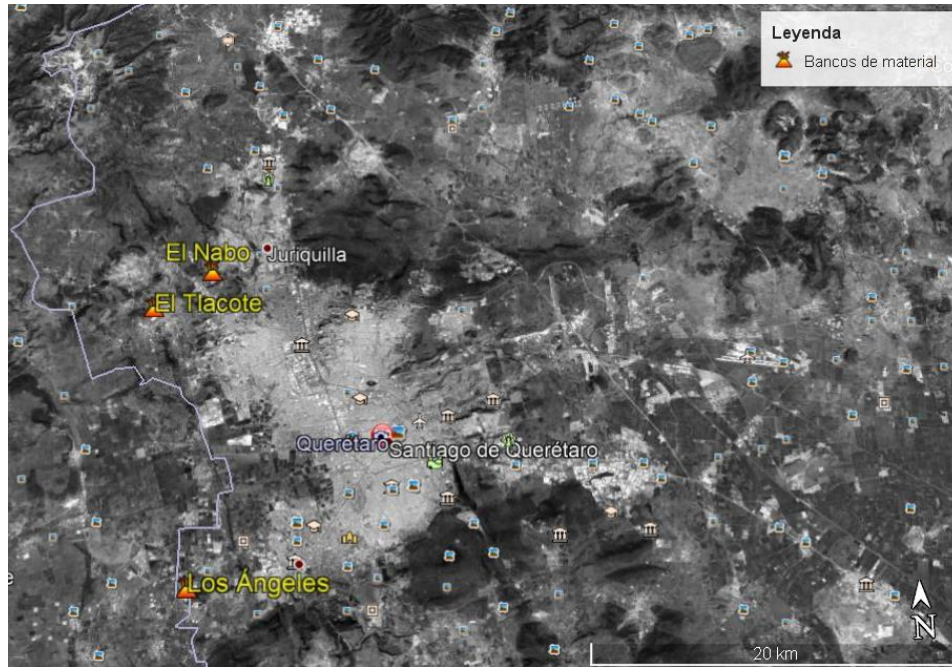


Figura 3.4 Ubicación geográfica de los bancos de materiales.

La caracterización física de los materiales de banco para bases hidráulicas se llevó a cabo mediante la normativa de la ASTM C136-06 y la D-75 (Figura 3.5 y 3.6), primeramente, para el muestreo del material delimitando los pesos de las muestras con base a sus tamaños máximos, para poder realizar el análisis granulométrico se usó la ASTM C136 y ASTM C117 y para la clasificación del material nos apoyamos en la normativa ASTM D2487.



Figura 3.5 Muestreo en canal del material para base (banco Los Ángeles).



Figura 3.6 Reducción de la muestra por cuarteo (banco Los Ángeles).

Para el caso de las granulometrías propuestas, el análisis fue el mismo. Los límites de consistencia de Atterberg se obtuvieron con la norma ASTM D 4318-05, es decir, límite líquido, límite plástico e índice plástico. Para la prueba de compactación y la obtención del contenido óptimo de humedad y el peso seco máximo del material se realizó mediante la ASTM D1557 prueba de compactación Proctor modificada, usando el método C establecido en dicha normativa para todos los casos de granulometría. Para la densidad y la absorción de los materiales, datos que son necesarios para poder desarrollar los diagramas de fase, se realizó mediante lo establecido en la ASTM 127 y 128 tanto para las gravas como para las arenas. Para el caso del *California Bearing Ratio*, se realizó mediante lo establecido en la ASTM D1883, utilizando para todos los casos el peso seco máximo de los materiales y la humedad óptima para cada caso de estudio.

Para la medición de la permeabilidad se desarrolló un prototipo de permeámetro, usando el molde de CBR como base, y añadiendo dos membranas de caucho en la parte superior e inferior para asegurar las tapas de PVC que sirvieron como captación y desalojo del gasto inducido a cada prueba, dicho gasto se indujo a través de mangueras de plástico conectadas a las tapas de PVC mediante plastilina epóxica, asegurando no tener fugas de agua y que la carga

hidráulica se viera afectada. Las membranas de caucho se aseguraron con abrazaderas sin fin, además que la sujeción de las tapas de PVC hacia el molde de metal cilíndrico se logró con placas de acero en ambos sentidos realizando presión con la ayuda de tuercas mariposa, garantizando así la hermeticidad del sistema, la recolección del gasto inducido se realizó en una probeta de un litro y cronometrando cada descarga de 100 ml. En la Figura 3.7 y 3.8 se aprecia el prototipo descrito y todos sus elementos.



Figura 3.7 Prototipo de permeámetro ensamblado sin placas de presión.



Figura 3.8 Permeámetro totalmente conectado a mangueras de carga y descarga.

3.3 SEGUNDA ETAPA: DISEÑO EXPERIMENTAL.

Una vez caracterizado el material de los bancos de materiales para base hidráulica, obteniendo sus propiedades gravimétricas y volumétricas, así como evaluar el parámetro CBR y su permeabilidad, se realizaron las mismas pruebas de la etapa 1 de la investigación para las propuestas granulométricas en sus diferentes proporciones para posteriormente elaborar la propuesta final de base hidráulica permeable.

Previamente al ensayo y selección de los materiales de la región se hizo una comparativa de las propuestas de la literatura y su diferencia con la normativa SCT (Figuras 3.9 a 3.12) obteniendo lo siguiente:

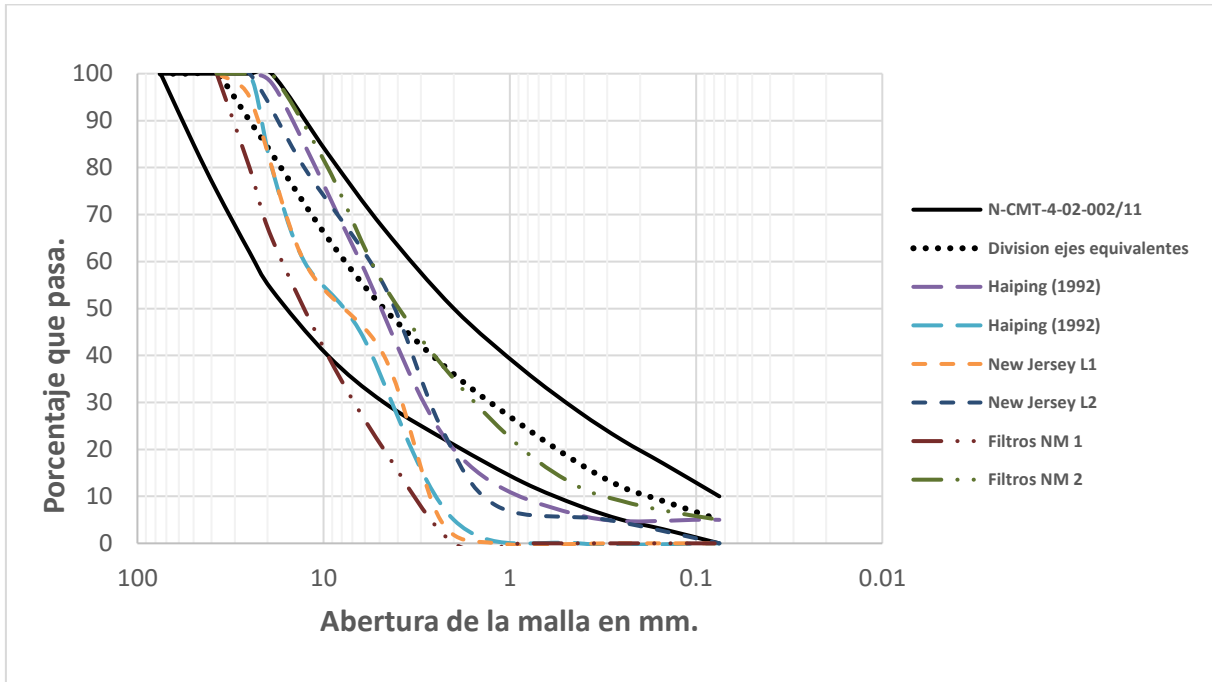


Figura 3.9 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimento con tratamiento asfáltico superficial.

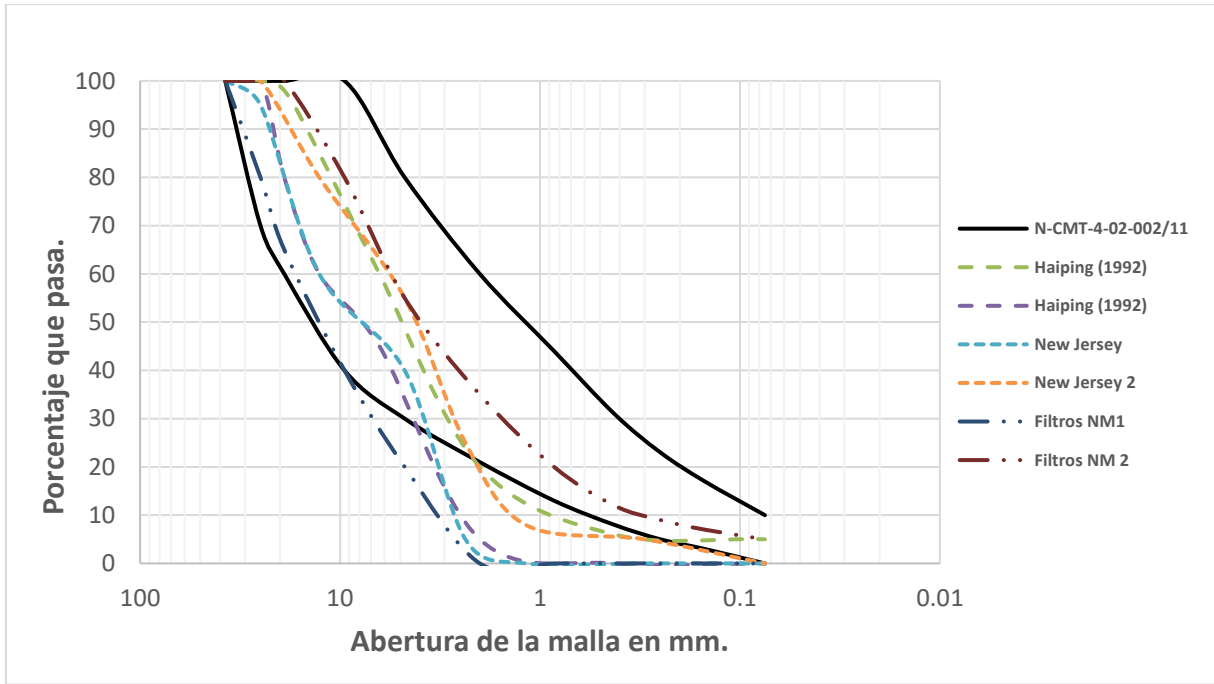


Figura 3.10 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimentos de concreto hidráulico.

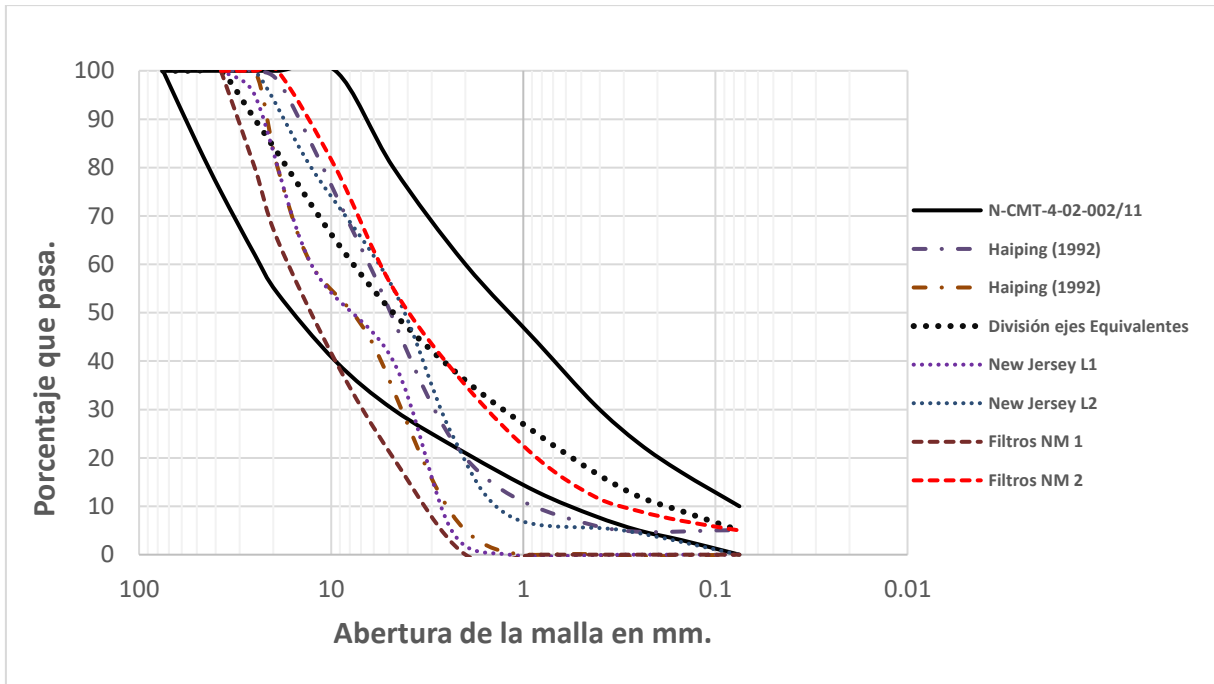


Figura 3.11 Gráfica comparativa de granulometrías en pavimentos de mezclas asfálticas densas.

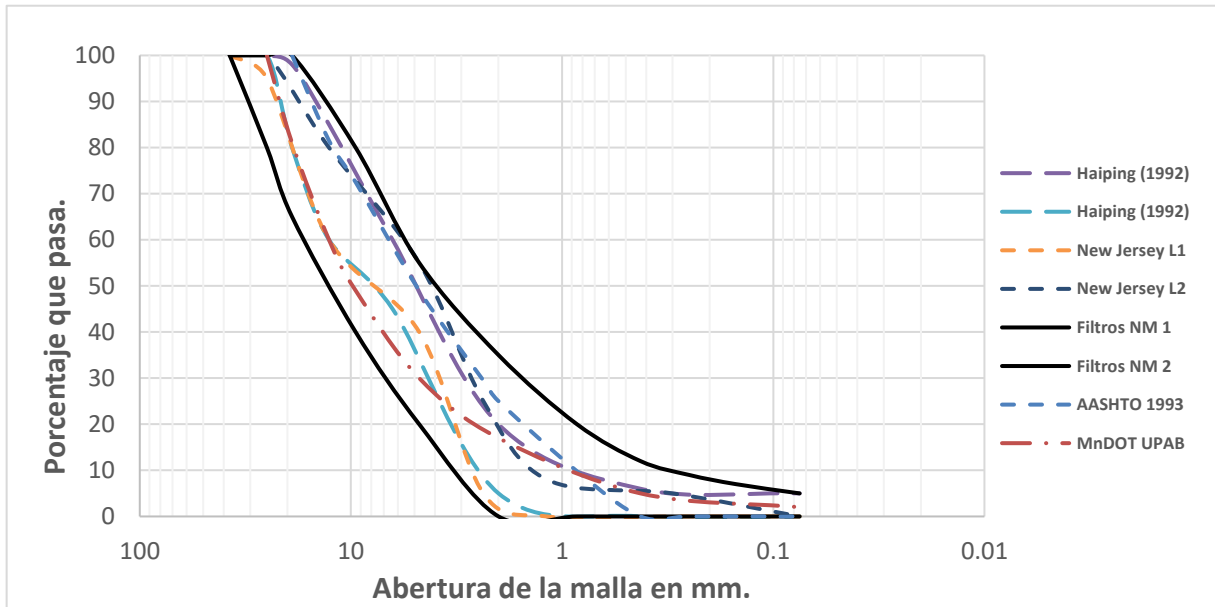


Figura 3.12 Gráfica comparativa de granulometrías de filtros de la Normativa Mexicana y las de bases permeables.

Observándose que para el caso de las bases hidráulicas que tendrán mezclas asfálticas densas, el límite inferior de la granulometría para los filtros de la norma mexicana cae dentro de los parámetros granulométricos aceptables, quedando a consideración su permeabilidad y la capacidad de soporte CBR. Por otra parte en los rangos granulométricos divididos por el número de ejes equivalentes, en ningún caso las granulometrías propuestas, ni las existentes para filtros, caen dentro de un parámetro aceptable de acuerdo a la N-CMT-4-02-002/16 para base hidráulica, quedando las propuestas de los manuales de los *United States of America* (USA) a evaluación de permeabilidad y capacidad de soporte CBR, pudiendo así determinar si realmente los parámetros de la normativa mexicana rechazan adecuadamente los parámetros de otras propuestas, observando además que para el caso de la comparativa de filtros y las propuestas, todas ellas quedan dentro de las fronteras.

3.3.1 Diseño granulométrico.

Para los diseños granulométricos se realizaron variaciones de arena y grava en porcentajes para cada mezcla de prueba, la finalidad de estas variaciones es acercarnos a los límites para bases permeables de los manuales de la FHWA (1991), USACE (1987), la USDOT (1992), y la VDOT (2005), el motivo de realizar las variaciones de esta manera fue que la selección de cantidades exactas de porcentajes en cada malla representa una mayor inversión de tiempo en la experimentación y resultaría en algo totalmente impráctico de llevar a cabo en la práctica en un banco de materiales sabiendo que en estos lugares el almacenaje de las bases es en montículos de arena y grava por separado únicamente mezclando estos dos en la proporción que el cliente solicite, con esto se asegura que las recomendaciones que resulten del diseño experimental sean aplicables al campo de la mejor manera posible.

El llevar el control de la granulometría garantiza reducir las variables que impactan directamente en el comportamiento permeable del material, como lo son las relaciones de vacíos, el porcentaje de material fino, coeficiente de uniformidad, coeficiente de curvatura y la porosidad, impactando directamente en la calidad permeable de la base. Los materiales resultantes se clasificaron nuevamente con base a su granulometría ya que fue el único parámetro que se afectó directamente por las modificaciones, otra característica que se midió nuevamente fue el contenido de humedad óptimo de los materiales, ya que las modificaciones granulométricas afectan directamente este parámetro siendo más notorio en las mezclas con menor contenido de gravas.

Se empezó con mezclas para todos los bancos partiendo de un porcentaje de gravas del 65% y 35% para arenas, a excepción del banco del Tlacote ya que su granulometría original tiene un porcentaje de gravas del 66% así que se partió de su granulometría original, para los demás bancos se fue variando de cinco en cinco las mezclas hasta llegar a una proporción de 80% de gravas y 20% de arenas, el intentar con una mezcla con menos arena es decir 85-15 imposible realizar de

manera correcta los ensayos de compactación, ya que la baja cantidad de arenas resulta en una cohesión baja de la mezcla y propicia desprendimientos de material entre capa y capa y se dificultaban mucho las maniobras de ensaye para el CBR pues la mezcla no quedaba compactada dentro del molde.

3.3.2 Tamaño muestral.

De acuerdo a las pruebas mencionadas a realizar en la secuencia del experimento, se realizó la estimación del tamaño muestral del material en kilogramos para contemplar el muestreo adecuado para cubrir todas las pruebas y la réplica de cada una, teniendo reflejado en la Tabla 3.1 el resumen de cada prueba y la cantidad de material necesaria de acuerdo a la ASTM.

Tabla 3.1 Resumen del tamaño muestral por prueba

Prueba	Cantidad de material en kilogramos
Muestreo material con TMA de 1"	50
Muestreo material con TMA de 1 1/2"	75
Granulometría material con TMA de 1 1/2"	15
Lavado de finos	0.3
Densidad gravas	5
Densidad arenas	1
Compactación Proctor	40
CBR	40
Permeabilidad	40

Nota: TMA: tamaño máximo del agregado.

De acuerdo a la tabla anterior, el muestreo para la caracterización del material será suficiente con los 50 o 75 kilogramos dependiendo del tamaño máximo del agregado, ya que cubre los 15 kilogramos necesarios para la granulometría y los 40 de la compactación Proctor considerando un mínimo de cuatro puntos para

encontrar la humedad óptima y el peso seco máximo. Para el caso de las pruebas de CBR y permeabilidad el muestreo fue más extenso requiriendo de réplicas de 75 kilogramos para cubrir por muestreo una de las distintas granulometrías propuestas, ya que de cada CBR y permeabilidad se puede recuperar material que no fue sometido a pruebas destructivas y solventar la cantidad de material requerida, teniendo así para cada granulometría propuesta la necesidad de muestrear 150 kg; es decir, cubriendo todas las variaciones granulométricas un total de 1500 kg.

3.4 TERCERA ETAPA: ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS CARACTERÍSTICAS GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS Y SU RELACIÓN CON EL CBR Y LA PERMEABILIDAD.

Para el análisis estadístico del diseño experimental, se consideraron los siguientes puntos:

- Para el caso de los CBR se realizaron para cada modelo de análisis 4 ensayos es decir se realizaron 64 ensayos CBR.
- Para el coeficiente de permeabilidad k para cada modelo se realizaron 4 ensayos los mismos que para el CBR teniendo la comparativa de ambos.
- Para las características gravimétricas y volumétricas se realizó un único ensayo o dependiendo de cómo se observó en campo el almacenaje del material dos ensayos por banco.
- Se cuidó la homogeneidad de la muestra para evitar valores dispares, en caso de existirlos se descartará el resultado y se repetirá la prueba.
- Se trazó una gráfica de dependencia en EXCEL relacionando el CBR con la permeabilidad esperando encontrar alguna tendencia, además de comparar también en una gráfica similar, los valores del CBR con los coeficientes de uniformidad y curvatura y considerando también el porcentaje de material fino en la mezcla.

- Mediante el programa *RStudio* se analizaron las correlaciones existentes entre las variables obteniendo un modelo matemático y así poder asentar una propuesta que cumpla con los valores CBR y de permeabilidad.

3.4.1 Obtención del CBR, permeabilidad y la relación con las características volumétricas y gravimétricas.

El valor del *California Bearing Ratio* (CBR) se obtuvo mediante la norma ASTM D1883-07, que aplica para los suelos compactos, utilizando una máquina de carga con capacidad de 5 toneladas (Figura 3.13), en este punto algunas de las pruebas no se pudieron ejecutar adecuadamente, siendo concretos las mezclas propuestas inicialmente con un 15 % de arenas, pues las granulometrías bajas en arenas y finos en su matriz tienen poca cohesión, por otra parte, algunas de las propuestas muestran un coeficiente de uniformidad con poca pendiente y al tener tamaños similares el acomodo del material se dificulta, dichas propuestas se descartaron para ser replicadas, estableciendo únicamente las mezclas hasta la proporción de 80-20.



Figura 3.13 Prensa CBR con espécimen a inicio de prueba.

La permeabilidad se expresa en unidades del sistema internacional y como complemento el sistema inglés para una fácil comparativa con los estatutos de la normativa estadounidense, es decir, en cm/s o pies/día, con el valor de objetivo de 1000 pies/día o bien 0.35 cm/s, este valor indicará que la base permeable es eficiente en el desalojo de eventos hídricos considerables y para su obtención se usó la normativa ASTM D 5856 “*Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porus Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter*” con modificaciones en un molde de compactación CBR.

Una vez obtenidos los resultados tanto de CBR como permeabilidad, se analizaron las posibles correlaciones entre las características gravimétricas y volumétricas de los materiales y posteriormente se seleccionaron las variables más significativas que encausen a un modelo matemático consistente.

3.4.2 Cálculo de las propiedades gravimétricas y volumétricas.

El suelo está conformado por tres fases: partículas de suelo sólidas, agua y aire (o gas). Para desarrollar dichas relaciones para un suelo, las tres fases se pueden separar como se muestra en las Figuras 3.14 y 3.15, con el esquema de las fases separadas se pueden definir las relaciones de volumen.

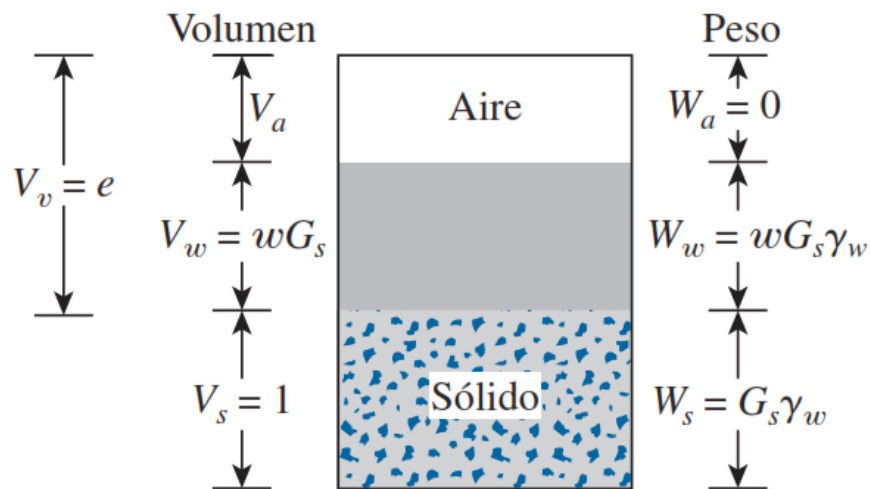


Figura 3.14 Relaciones de fase en un suelo no saturado.

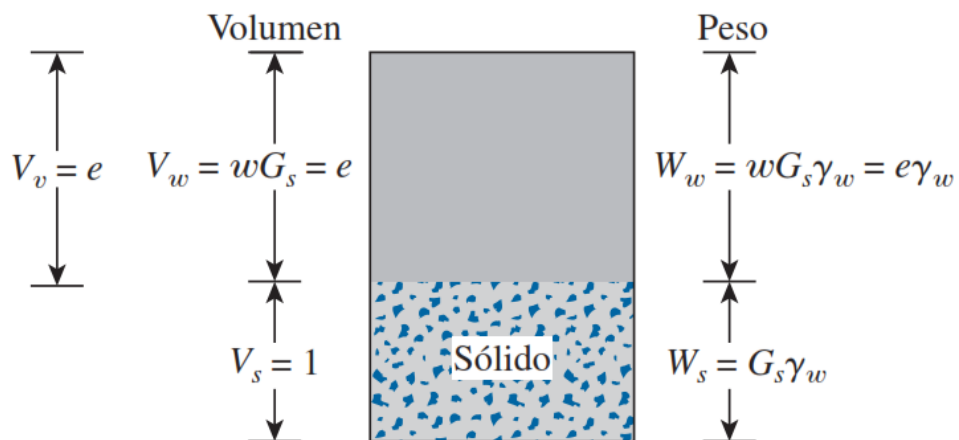


Figura 3.15 Relaciones de fase en un suelo saturado.

Las características observadas en las figuras serán los parámetros a calcular en el material compactado en la prueba de CBR. Las relaciones gravimétricas y volumétricas se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Relaciones volumétricas y gravimétricas.

Relación de fase	Cálculo
Relación de vacíos	$e = \frac{V_v}{V_s}$
Porosidad	$n = \frac{e}{1 + e}$
Grado de saturación	$S (\%) = \frac{V_w}{V_v} * 100$ $S (\%) = \frac{wG_s}{e}$
Peso específico húmedo	$\gamma = \frac{W}{V}$
Peso específico seco	$\gamma_d = \frac{W}{1 + w}$ $\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$
Volumen ocupado por el agua	$W_s = \frac{W}{1 + w}$
Contenido de agua	$w(\%) = \frac{W_w}{W_s}$

Donde:

V_m = volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa)

V_s = volumen de la fase sólida de la muestra

V_v = volumen de los vacíos de la muestra

V_w = volumen de la fase líquida contenida en la muestra

V_a = volumen de la fase gaseosa de la muestra

W_m = peso total de la muestra del suelo

W_s = peso de la fase sólida de la muestra de suelo

W_w = peso de la fase líquida de la muestra de suelo

γ = peso específico húmedo

γ_w = peso específico del agua

γ_d = peso específico seco

G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo

3.5 CUARTA ETAPA: EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE CBR Y PERMEABILIDAD LLEGANDO A UNA PROPUESTA.

3.5.1 Comparativa de los valores de permeabilidad en laboratorio con los modelos encontrados en la literatura.

Con los modelos que se mencionan en el capítulo 2.3.1, se realizó el cálculo de la permeabilidad en cada una de las variaciones de los materiales analizados y se comparó con los resultados de las pruebas experimentales, esto con la finalidad de validar la metodología utilizada para la obtención de la permeabilidad, ya que el prototipo que se usó fue una adaptación de un molde CBR.

3.5.2 Desarrollo de un modelo predictivo de permeabilidad y propuesta granulométrica.

Con la base de datos obtenida de las permeabilidades ensayadas en laboratorio se desarrolló un modelo predictivo que considere las variables más importantes en los materiales que aportan características permeables a la mezcla con ayuda del programa *RStudio*. Una vez evaluado el modelo propuesto con la finalidad de alcanzar el valor de recomendación de la FHWA de 0.35 cm/s de permeabilidad, se establecieron límites granulométricos que cumplan con el 100 % de CBR y que también logren alcanzar la permeabilidad recomendada. Cabe señalar que los datos que forman parte del modelo en todos los casos llegaron a un 100% de CBR, por ese motivo no se consideró evaluar el modelo predictivo del CBR y únicamente se enfocó a ajustar los datos en las variables para cumplir con la permeabilidad.

4. RESULTADOS.

4.1 PRIMERA ETAPA: CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE BANCO.

4.1.1 Granulometrías y límites de consistencia.

La caracterización de los agregados procedentes de los bancos El nabo, El tlacote y Los Ángeles fue realizada primeramente con el muestreo de los mismos, en distintos días dependiendo de la disponibilidad de los vehículos. La granulometría fue el primer ensaye realizado a los materiales, para conocer la distribución de las partículas en la matriz total del agregado, de este ensaye se derivan características como el coeficiente de uniformidad (CU) y el coeficiente de curvatura (CC), se tiene el análisis de los cuatro bancos de materiales seleccionados; El Nabo, Los Ángeles, Tlacote y la Letra, los cuales se muestran en las Figuras 4.1 a la 4.4.

Se observa que todos los bancos se ajustan a los límites granulométricos de la normativa SCT (2016), excepto el de La letra el cual tiene un ajuste parecido al de los modelos permeables propuestos por la literatura. Esperando realizar el ajuste en la granulometría de estos tres materiales (El nabo, El tlacote y Los Ángeles) y obtener los parámetros mencionados en la metodología.

Los materiales de estudio tienen origen principalmente ígneo extrusivo a excepción del banco del Nabo que está compuesto por conglomerados sedimentarios

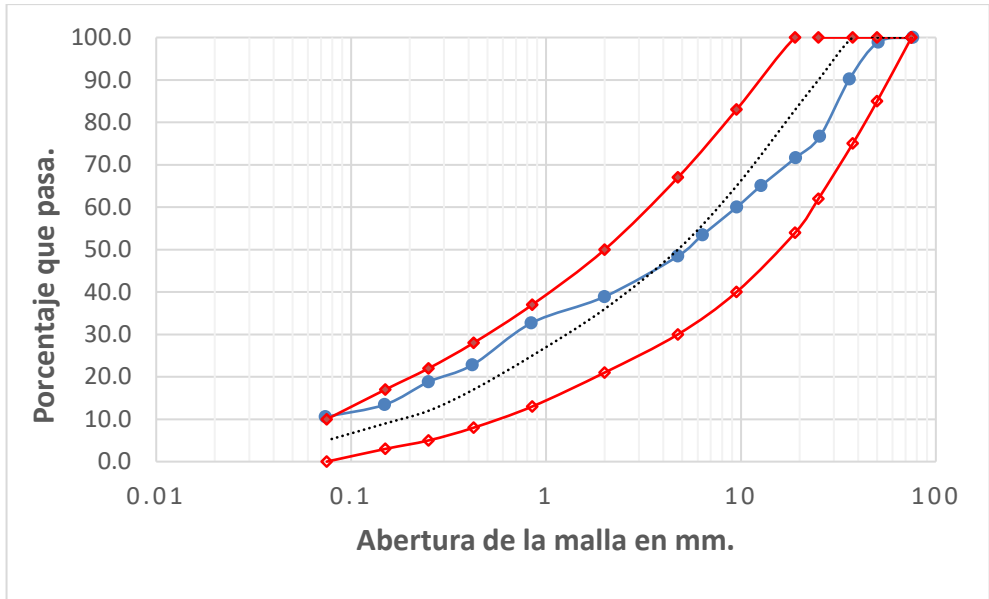


Figura 4.1 Curva granulométrica del banco El Nabo.

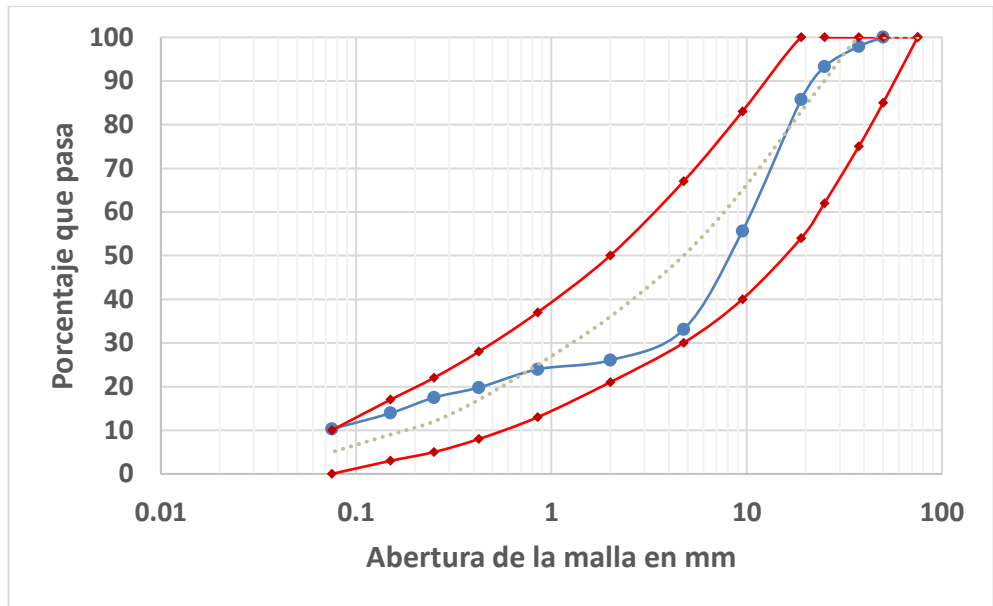


Figura 4.2 Curva granulométrica del banco Tlacote.

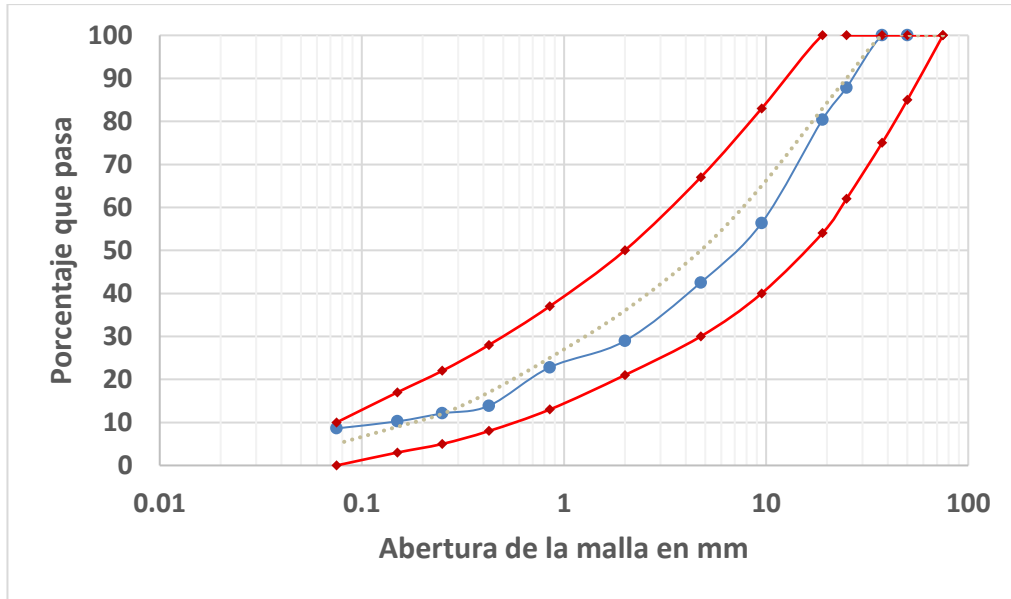


Figura 4.3 Curva granulométrica del banco Los Ángeles.

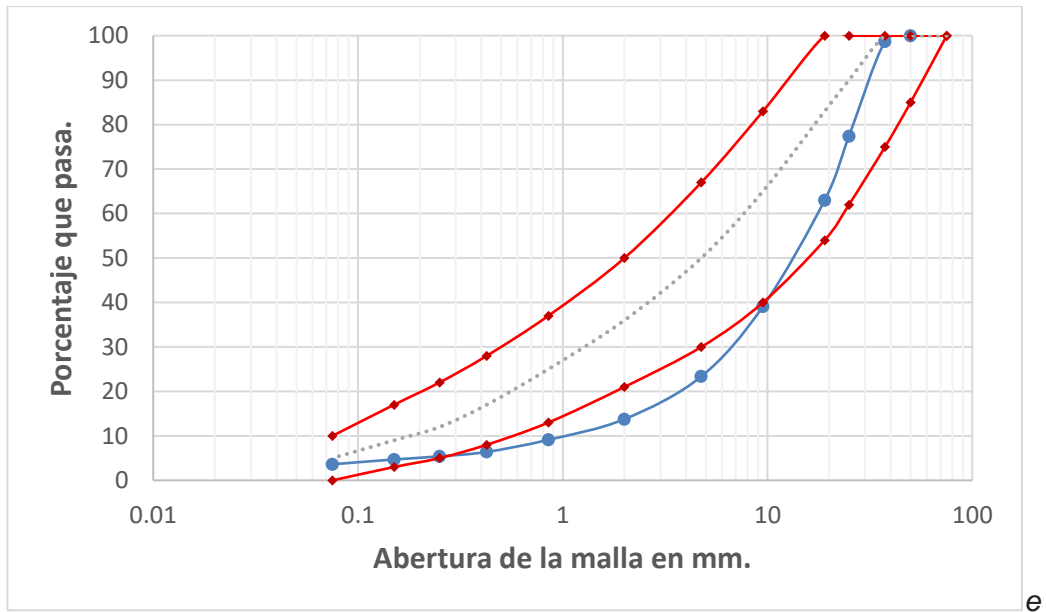


Figura 4.4 Curva granulométrica del banco La letra.

Los materiales muestreados se tomaron tal cual, y como son vendidos por los bancos, en todos los casos cuentan con montículos de grava y arena por

separado para poder ajustar las deficiencias que contiene la granulometría natural del material. Se observa que todos los bancos tienen en su configuración más del 50 % de gravas, sin embargo, la clasificación es variada y está orientada en ambas clasificaciones (AASHTO y SUCS) a materiales de buena a mediana calidad para su uso como bases, cabe mencionar que los contenidos de finos son muy variados desde 3.2 a 10.57, que para el propósito del estudio dificultara obtener los valores objetivo en la permeabilidad ya que valores debajo del 5% son los ideales para mezclas permeables.

Se realizaron los ensayos necesarios para la obtención de los límites de Atterberg, tanto por copa de casa grande (Figura 4.5 y 4.6) como por cono inglés utilizando la *British Standard 1377 – Cone penetrometer method* (Figura 4.7), observando que su valor en cuanto a límite líquido es un tanto elevado para todos los bancos, si consideramos que el límite estipulado por la normativa es de 25% , de igual manera el índice plástico salvo dos bancos se encuentra fuera de los criterios de aceptación de 6%; es decir, contamos en un 50% de los bancos con materiales de fracciones finas plásticas. El porcentaje de material fino para los bancos de estudio va desde 3.62% para la Letra hasta 10.57 % para el Nabo, para el caso de la permeabilidad esta característica plástica afecta al desempeño hidráulico del material como más adelante se verá.



Figura 4.5 (izquierda) secado del material para límite líquido y plástico, Figura 4.6 (derecha) copa de Casagrande con el material cerrado a $\frac{1}{2}$ “.



Figura 4.7 Cono inglés de penetración para la obtención del límite líquido.

De acuerdo con los criterios de clasificación de suelos SUCS y AASHTO las muestras se clasifican como se observa en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Propiedades geotécnicas para la calidad de los materiales de estudio.

Banco	Análisis Granulométrico								Clasificación			
	D10	D30	D60	CU	CC	L.L	I.P.	Arenas (%)	Gravas (%)	SUCCS	AASHTO	Geológica
La letra	1.1	6.5	18	16.36	2.1	32.6	12.3	19.74	76.64	GW	A-2-6	Basáltico
Tlacote	0.75	3.8	11	14.7	1.8	30	N.P.	22.79	66.94	GW-GM	A-3	Riolita
Los Ángeles	0.12	2.07	10.3	85.8	3	23.5	3.6	33.92	57.47	GW-GM	A-1-a	Ignimbrita
El nabo	0.08	0.68	9.40	125.3	0.7	29.8	9.4	38.01	51.42	GP-GC	A-2-6	Conglomerado

Nota: CU=coeficiente de uniformidad; CC=coeficiente de curvatura; L.L.=Límite líquido; I.P.=Índice plástico.

Teniendo como clasificación en su mayoría una grava bien graduada (GW) salvo para el caso del nabo que es una grava mal graduada, lo cual no significa que este material no pueda ser funcional. Los porcentajes de grava y finos no encajan del todo en los porcentajes propuestos de los manuales estadounidenses, por tanto, se procederá a modificar las granulometrías de los bancos mencionados para

adecuarlos tanto a los estándares de la SCT como a los de los manuales, dichas modificaciones se muestran en el apartado de diseño experimental.

4.1.2 Densidad máxima del material.

Para obtener la densidad máxima del material se llevó a cabo mediante la normativa ASTM D 1557 de energía de compactación modificada es decir de 2700 kN-m/m³ (Figura 4.8 y 4.9), utilizando dentro de dicha metodología el ensaye “C” en molde de 6 pulgadas, con 5 capas de material y 56 golpes por capa para compactar, obteniendo los valores mostrados en la tabla 4.2.



Figura 4.8 Pisón de compactación y molde de compactación para ensaye Proctor modificado.

Se realizaron de 4 a 5 puntos de compactación (Figura 4.10) para obtener la densidad máxima y el contenido óptimo de agua, con una masa inicial de la muestra de 8 kg y apartando 2.5 kg para obtener el contenido de agua en porcentaje, y acorde al diseño experimental planeado esta densidad máxima fue la misma para los especímenes sometidos a permeabilidad y CBR. Con la información de las densidades secas máximas se procede al análisis trifásico de las muestras para

poder correlacionar las variaciones en la permeabilidad con características físicas como lo es la porosidad y la relación de vacíos.



Figura 4.9 Punto de compactación en el material ensayado.

Tabla 4.2 Pesos volumétricos secos máximos y contenido de humedad.

Banco	Peso volumétrico húmedo (kg/m ³)	Contenido de humedad (%)	Peso volumétrico seco máximo (kg/m ³)
La letra	1968.04	10	1881.09
Tlacote	2052.1	10.86	1851.07
Los Ángeles	2267.13	7.47	2109.54
El nabo	2122.22	10.91	1913.41

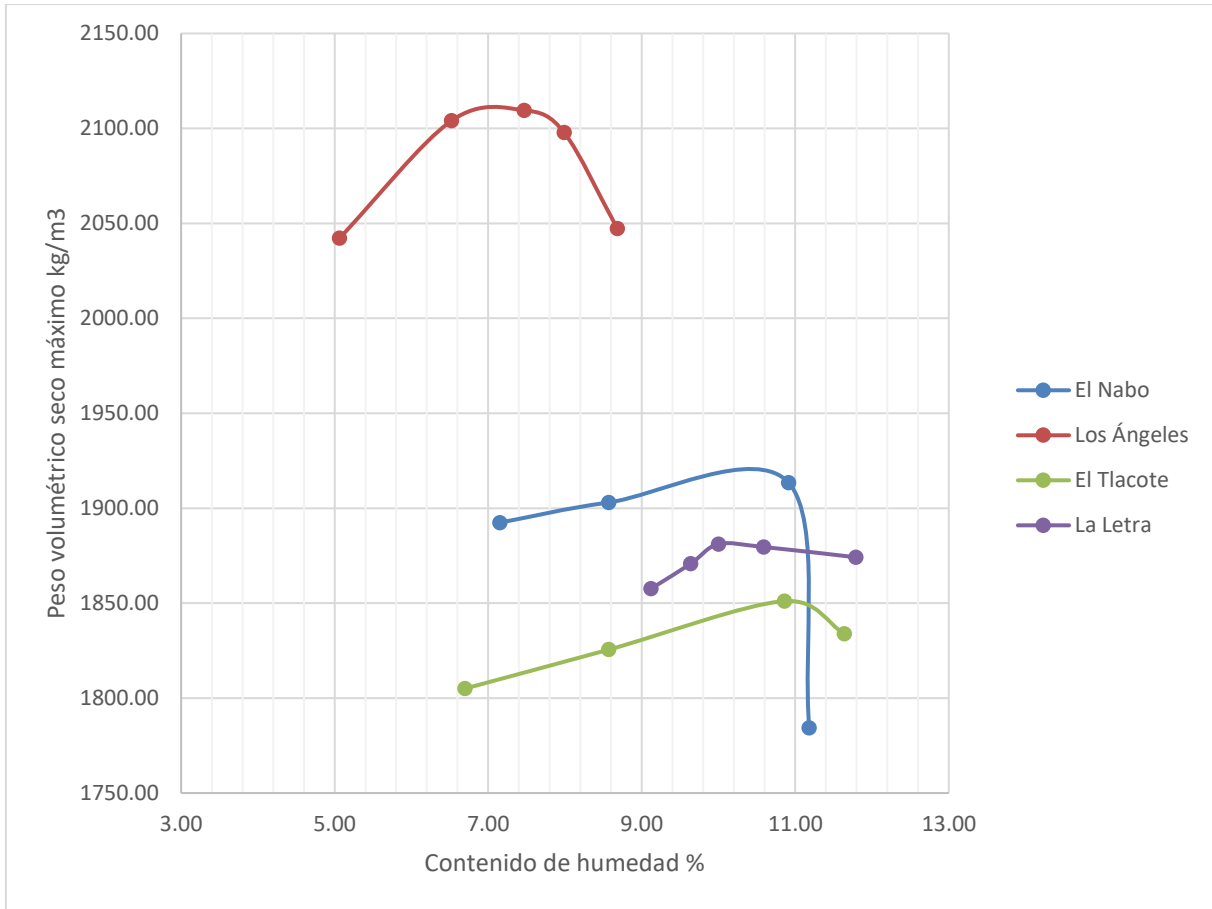


Figura 4.10 Pesos volumétricos secos máximos de los bancos de estudio.

Como se puede observar en la Figura 4.10 el material de los Ángeles presenta el peso volumétrico seco más alto de los cuatro materiales, esto debido a la naturaleza de su agregado, en la Tabla 4.3 se presentan los valores de las densidades tanto de la grava como de la arena de cada material, las cuales se realizaron mediante la normativa ASTM C-127 y C-128 (Figura 4.11 y 4.12) los resultados tienen lógica y concordancia con los pesos volumétricos, el material de los Ángeles es el que presenta la densidad más alta en las arenas y la segunda más alta en gravas además de que su absorción en ambos materiales es la más baja, esto se refleja en que dado que el agua que pudiese contener la matriz total de una muestra es la menor en todos los casos el peso que aporta el agua en este material es el más

bajo de todos y lógicamente su peso termina siendo mayor en la mezcla. En los demás bancos los parámetros se mantienen en cierta tendencia en cuanto al Nabo y Tlacote, solo diferenciados ampliamente por la absorción tan alta del Nabo en las arenas, lo que se refleja en su último punto de compactación donde en su mayor contenido de agua, el peso decrece mucho a comparación de los demás puntos, esa misma relación de agua la podemos contrastar con el banco de los Ángeles que al ser el de menor absorción sus contenidos de agua son los más bajos.



Figura 4.11 Gravas en canastilla para obtener peso en agua (banco Tlacote)



Figura 4.12 Matraz con arena para prueba de gravedad específica (banco Tlacote)

Tabla 4.3 Densidad y absorción de los agregados de los bancos.

Banco	Densidad promedio Gravas (t/m3)	Absorción promedio de Gravas (%)	Densidad promedio de Arenas (t/m3)	Absorción promedio de arenas (%)
El nabo	2.34	3.35	2.62	14.24
La letra	2.78	9.58	2.37	8.52
Los Ángeles	2.63	0.31	2.72	6.65
Tlacote	2.45	5.16	2.4	3.06

4.2 DISEÑO EXPERIMENTAL.

4.2.1 Diseños granulométricos.

De los diseños granulométricos propuestos para la evaluación de las características volumétricas y gravimétricas se obtuvo información importante del comportamiento del material. La finalidad de los cambios de proporción en estos diseños se logró para algunos casos, bajando el contenido de la fracción fina por debajo del 5%, en las Figuras 4.13 a 4.22 se aprecian las propuestas granulométricas del proyecto en comparación con los límites de la normativa SCT, observando que a partir de las mezclas 75-25 las curvas granulométricas salen de los límites establecidos, sin embargo, se mantienen dentro de las recomendaciones para filtros.

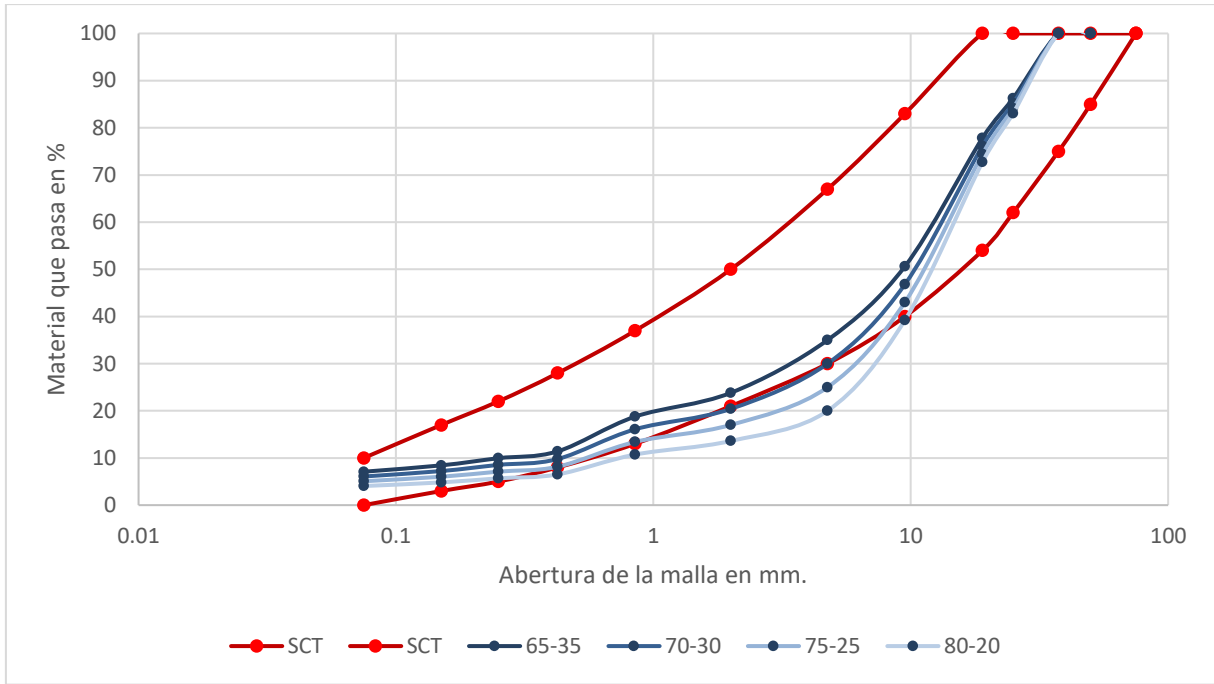


Figura 4.13 Granulometrías modificadas para el banco del Nabo y límites para base SCT.

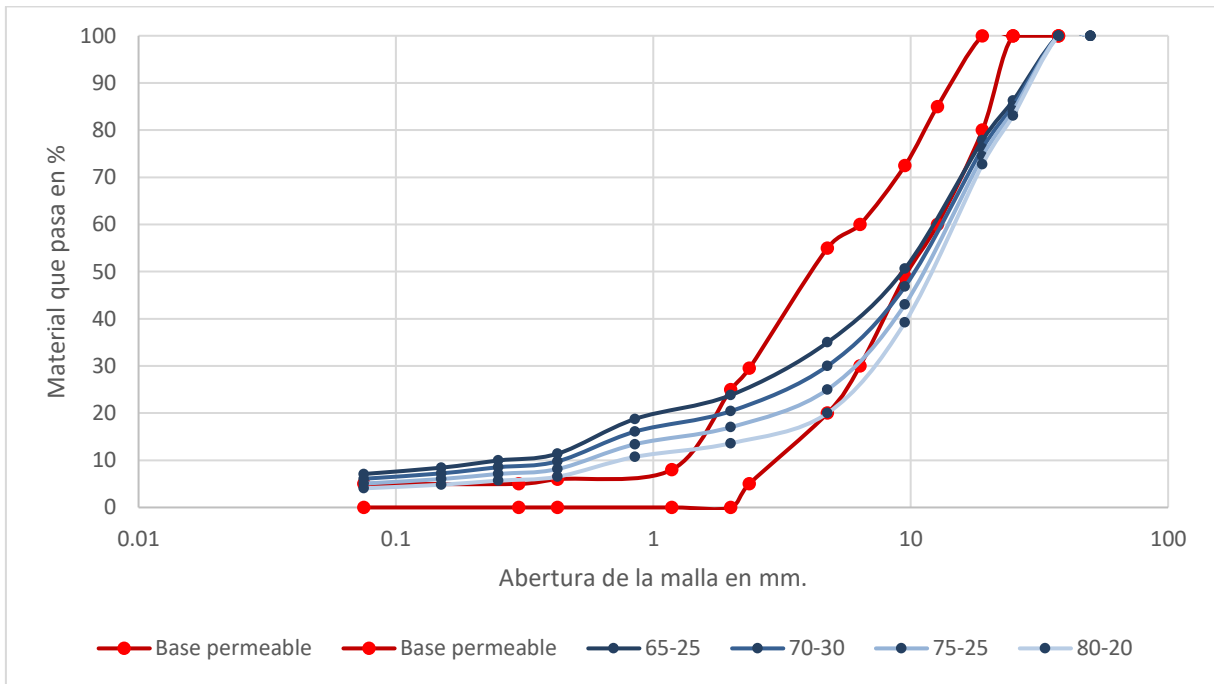


Figura 4.14 Granulometrías modificadas para el banco del Nabo y base permeable.

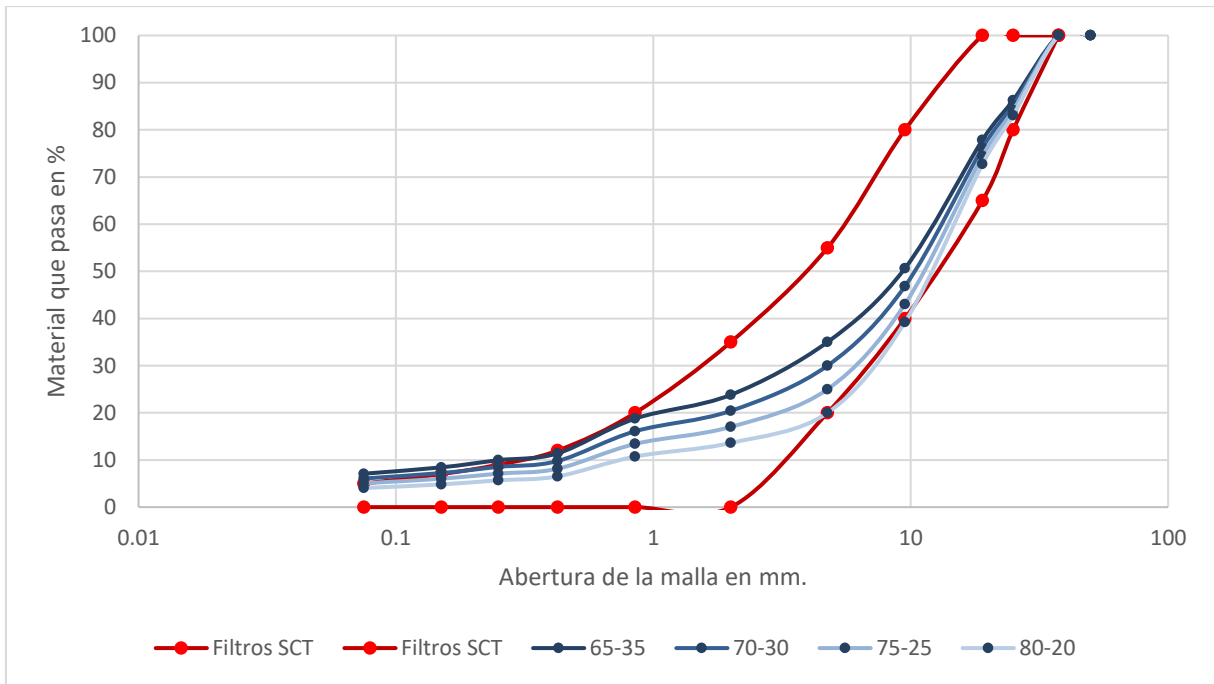


Figura 4.15 Granulometrías modificadas para el bando del Nabo y filtros SCT.

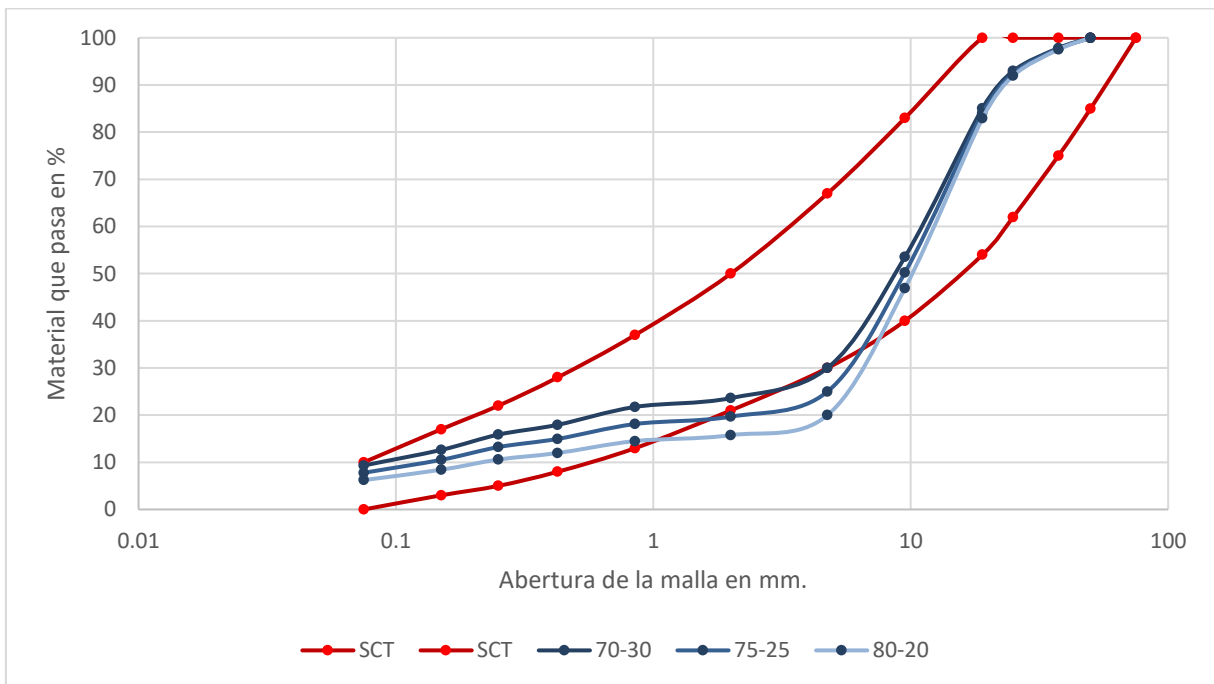


Figura 4.16 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites para base SCT.

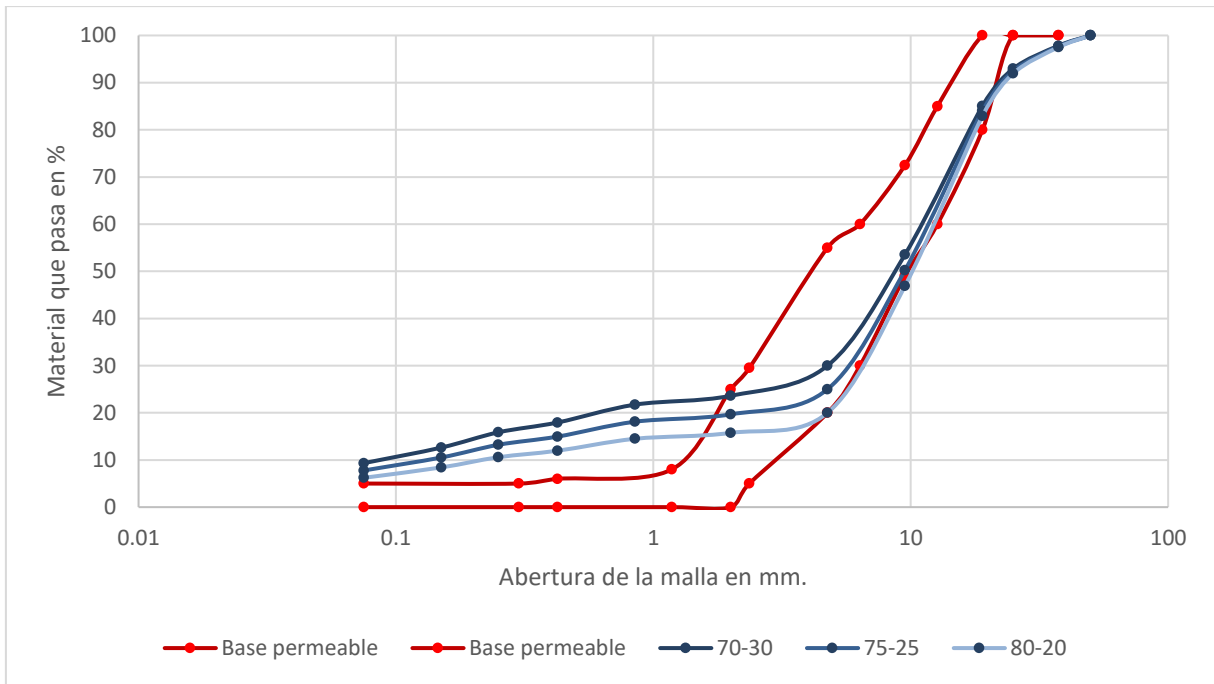


Figura 4.17 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites de bases permeables.

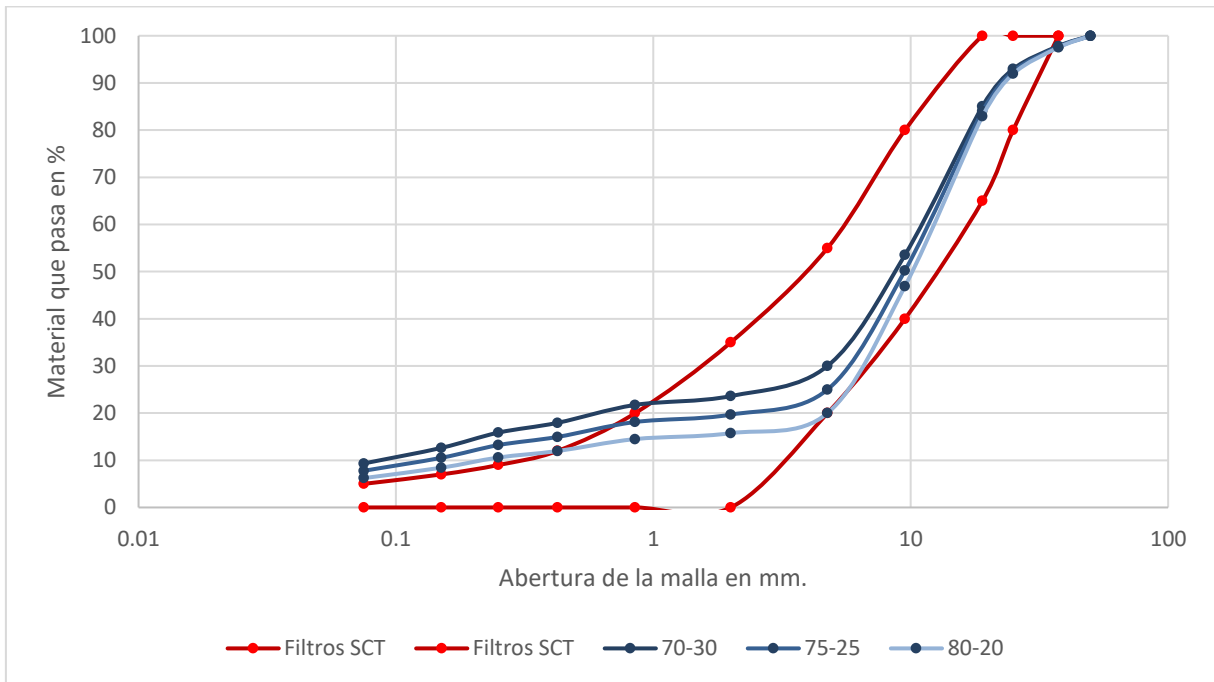


Figura 4.18 Granulometrías modificadas para el banco Tlacote y límites de filtros SCT.

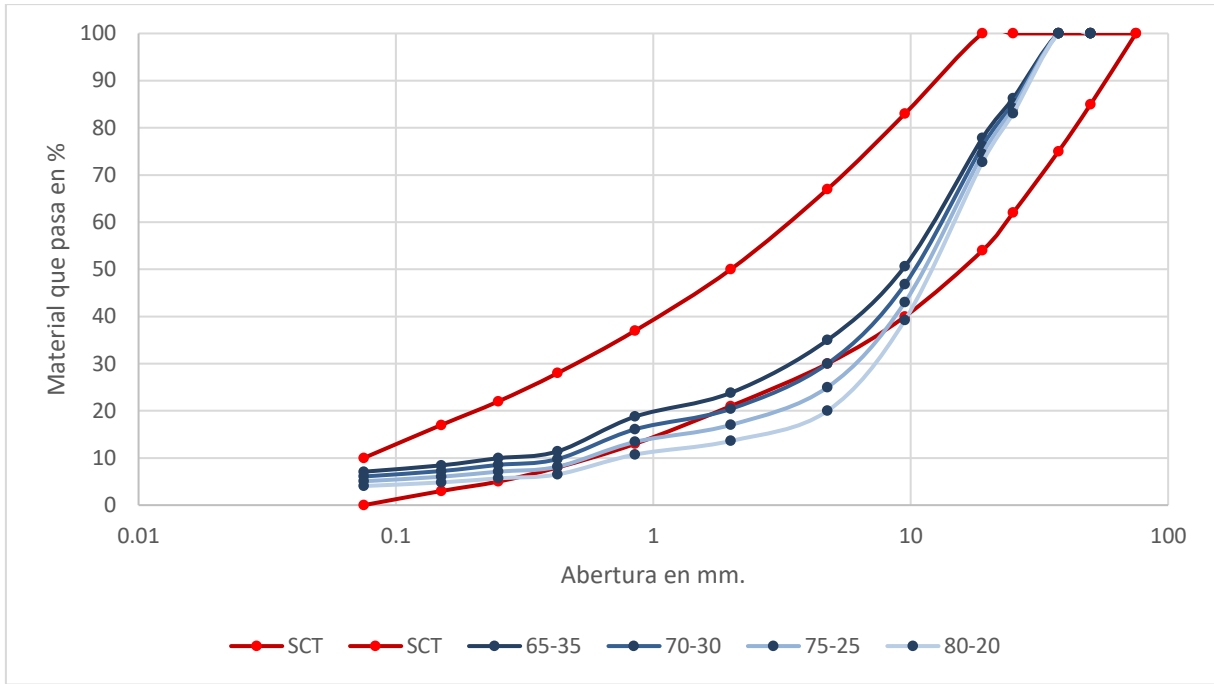


Figura 4.19 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de base SCT.

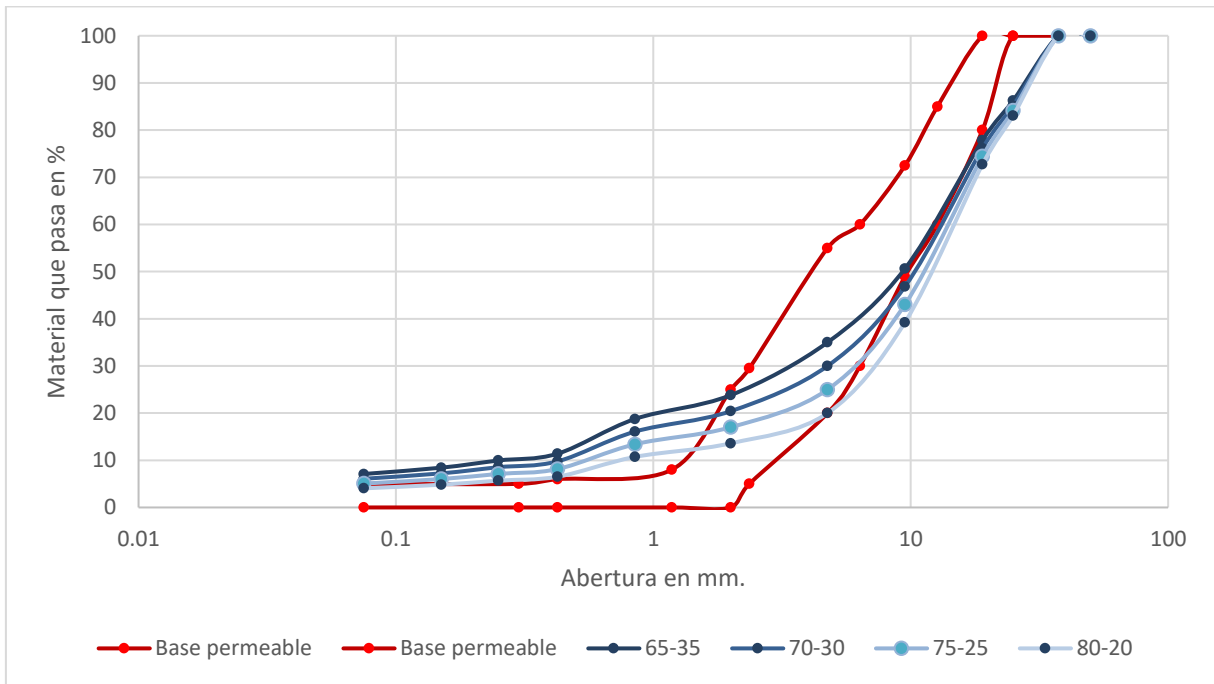


Figura 4.20 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de bases permeables.

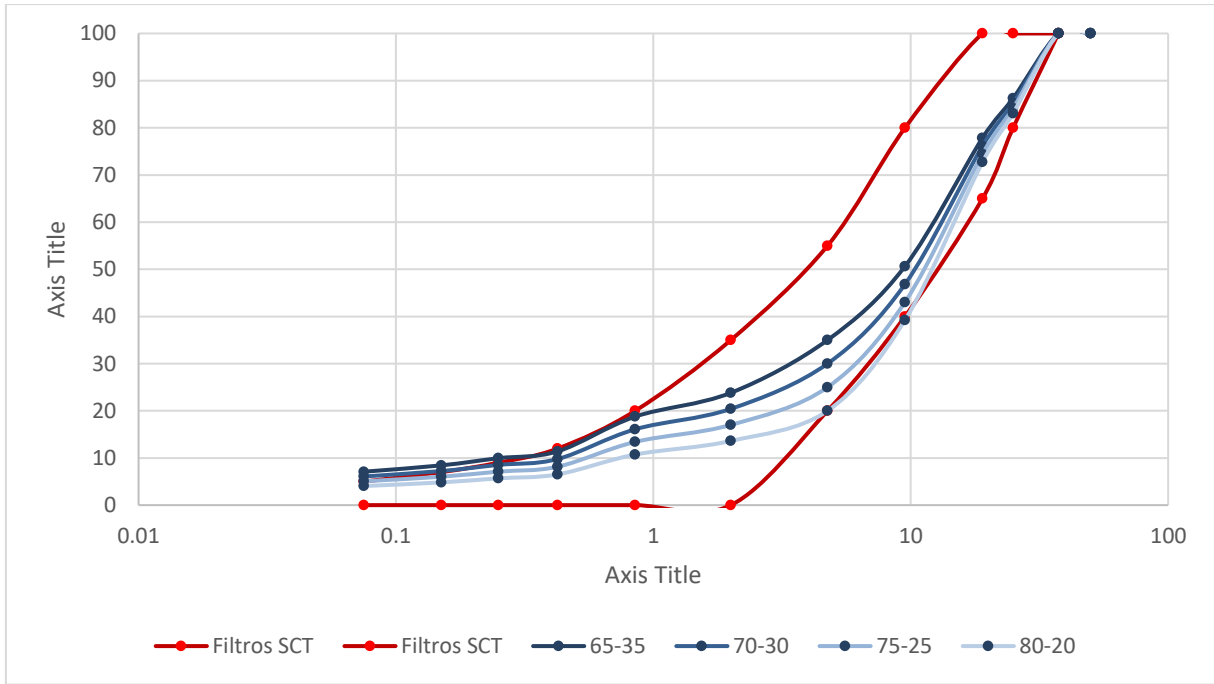


Figura 4.21 Granulometrías modificadas para el banco los Ángeles y límites de filtros SCT.

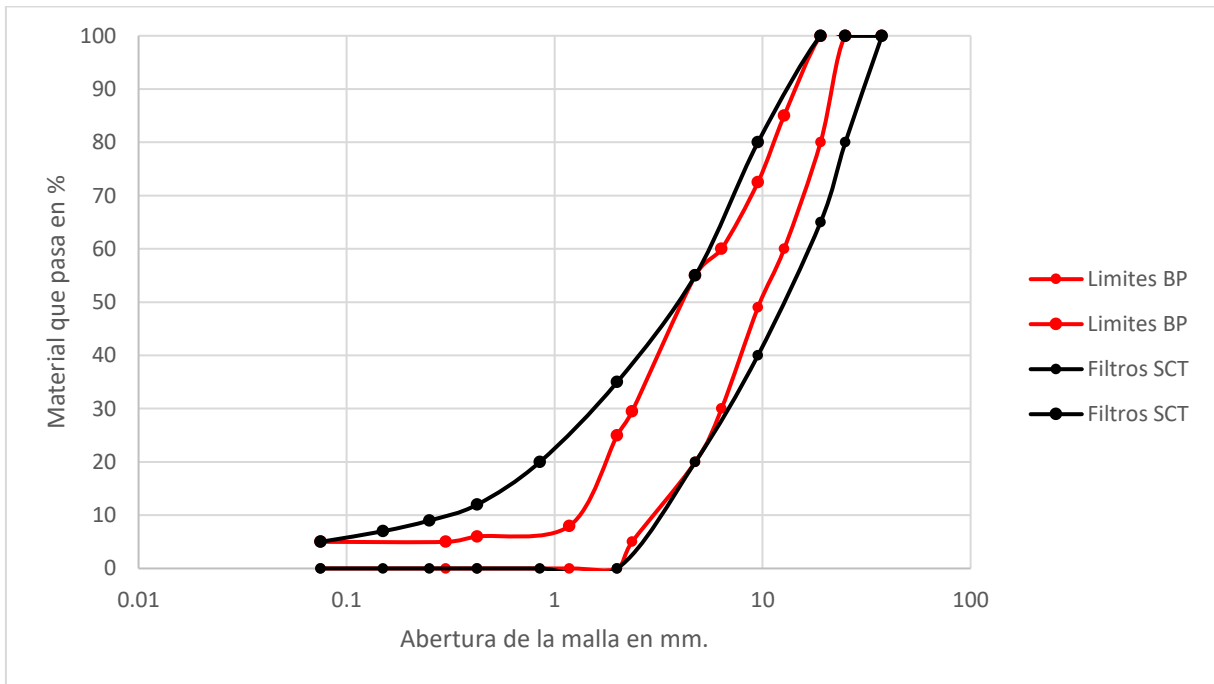


Figura 4.22 Curvas granulométricas de materiales para filtro (SCT) y bases permeables

4.3 TERCERA ETAPA: ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS CARACTERÍSTICAS GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS Y SU RELACIÓN CON EL CBR Y LA PERMEABILIDAD.

4.3.1 Análisis trifásico de los materiales.

El análisis trifásico de los materiales se llevó a cabo con la finalidad de encontrar una relación del comportamiento mecánico e hidráulico con parámetros como la porosidad, saturación, relaciones de vacíos y los pesos volumétricos. En las Tablas 4.4 a la 4.6 se muestran los resultados obtenidos para cada banco modificado y cada una de las granulometrías propuestas, incluyendo en el análisis al peso volumétrico seco máximo.

Tabla 4.4 Análisis trifásico del material del banco Tlacote, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.

Datos	PVSM	CBR (65-35)	CBR (70-30)	CBR (75-25)	CBR (80-20)
V (m3)	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03
W (N)	43.07	42.01	42.28	41.15	39.78
ρ (N/m3)	20131.14	19638.17	19764.28	19236.93	18594.93
w (%)	10.86	N/A	9.13	7.45	5.59
ρ_d (N/m3)	18159.04	17941.29	19764.28	19236.93	18594.93
Gs	2.44	2.44	2.44	2.44	2.45
ρ_w (N/m3)	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00
e	0.32	0.33	0.21	0.25	0.29
n	0.24	0.25	0.18	0.20	0.23
S (%)	0.83	0.70	1.05	0.74	0.47
Ww(N)	4.22	3.63	3.54	2.85	2.11
Ws(N)	38.85	38.38	38.75	38.30	37.67
Vw	4.30E-04	3.70E-04	3.60E-04	2.91E-04	2.15E-04
Vs	1.19E-03	1.23E-03	1.40E-03	1.42E-03	1.44E-03
Vv	5.17E-04	5.35E-04	3.74E-04	4.23E-04	4.83E-04

Nota: PVSM = peso volumétrico seco máximo; ρ = densidad húmeda; ρ_d = densidad seca.

Tabla 4.5 Análisis trifásico del material del banco Los Ángeles, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.

Datos	PVSM	CBR (65-35)	CBR (70-30)	CBR (75-25)	CBR (80-20)
V (m3)	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03
W (N)	47.58	45.76	44.10	45.18	43.14
ρ (N/m3)	22240.55	21392.20	20612.63	21117.06	20165.53
w (%)	7.47	6.64	6.51	6.10	4.43
pd(N/m3)	20694.56	20060.82	19353.91	19903.40	19309.84
Gs	2.67	2.66	2.66	2.65	2.65
ρ_w (N/m3)	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00
e	0.26	0.30	0.35	0.31	0.35
n	0.21	0.23	0.26	0.24	0.26
S (%)	0.75	0.59	0.50	0.53	0.34
Ww(N)	3.31	2.85	2.69	2.60	1.83
Ws(N)	44.27	42.92	41.40	42.58	41.31
Vw	3.37E-04	2.90E-04	2.74E-04	2.65E-04	1.87E-04
Vs	1.35E-03	1.35E-03	1.31E-03	1.37E-03	1.40E-03
Vv	4.47E-04	4.95E-04	5.51E-04	5.03E-04	5.50E-04

Nota: PVSM = peso volumétrico seco máximo; ρ = densidad húmeda; pd = densidad seca.

Tabla 4.6 Análisis trifásico del material del banco el Nabo, para las propuestas granulométricas, promedio de cuatro ensayos por granulometría.

Datos	PVSM	CBR (65-35)	CBR (70-30)	CBR (75-25)	CBR (80-20)
V (m3)	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03	2.14E-03
W (N)	44.54	42.90	40.96	42.80	40.92
ρ (N/m3)	20818.99	20053.18	19145.21	20005.79	19128.02
w (%)	10.91	9.23	6.89	9.01	6.05
pd(N/m3)	18770.55	18358.83	17910.31	18346.56	18037.30
Gs	2.47	2.43	2.42	2.44	2.39
ρ_w (N/m3)	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00	9810.00
e	0.29	0.30	0.33	0.31	0.30
n	0.22	0.23	0.25	0.23	0.23
S (%)	0.93	0.75	0.51	0.73	0.48
Ww(N)	4.38	3.62	2.64	3.55	2.33
Ws(N)	40.16	39.27	38.31	39.25	38.59
Vw	4.47E-04	3.69E-04	2.69E-04	3.62E-04	2.38E-04
Vs	1.21E-03	1.28E-03	1.34E-03	1.28E-03	1.41E-03
Vv	4.81E-04	4.94E-04	5.25E-04	5.00E-04	4.96E-04

Nota: PVSM = peso volumétrico seco máximo; ρ = densidad húmeda; pd = densidad seca.

La información de las tablas anteriores se utilizó para alimentar la base de datos de las variables que afectan al comportamiento permeable y mecánico de los materiales, ya que el análisis de la granulometría y los pesos volumétricos máximos no son suficientes para determinar una relación de las variables con dichos comportamientos. Se observa en todos los casos que la saturación en el material tiene lógica con el aumento en el porcentaje de agua en las mezclas. Las relaciones de vacíos también muestran una secuencia lógica en los resultados, ya que a medida que los pesos volumétricos disminuyen y la cantidad de grava aumenta se tendrán más espacios entre las partículas de la matriz y por ende esta relación aumentará si las gravas lo hacen, se tiene una excepción en el banco del Tlacote, esto muy posiblemente se deba a los cambios en el contenido de agua ya que a diferencia de los otros bancos los rangos son más amplios y el agua extra cubre los vacíos que quedan en el aumento de las gravas. La variación en las gravedades específicas es muy baja debido a la ponderación realizada de los valores individuales de las gravas y arenas, pareciera que es un valor fijo, pero se varió de acuerdo a los porcentajes en que variaba el material.

4.3.2 *California Bearing Ratio (CBR)*

La prueba de CBR se llevó a cabo en 4 especímenes por variación de granulometría, además de la granulometría original para tener una buena correlación de los resultados y asegurar poca dispersión de los mismos, todas las pruebas se realizaron con el peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba de compactación, en los cambios de granulometría se presentó el problema que en las granulometrías con menos arena el contenido óptimo de humedad quedaba un poco sobrado pues el material al ser mezclado presentaba una consistencia en las arenas muy cercanas al límite líquido y dificultaba la compactación y dentro de la misma prueba de CBR al ensayar el espécimen en la prensa había escurrimientos considerables de agua fuera del molde, por lo que se reconsidero calcular el

contenido óptimo de humedad en esos casos y evitar que el contenido de agua mermara el resultado del CBR.

Se usó una prensa de compresión con capacidad de 5 toneladas manual y el CBR se realizó en condiciones sin saturar la muestra, para el caso del material de La Letra se ensayaron 7 especímenes debido a una corrección en uno de los CBR pues sus datos estaban muy dispersos a comparación de los demás ensayos, además que para este banco como ya se había mencionado no hubo variaciones en la granulometría.



Figura 4.23 Muestra compactada previa al CBR con pistón de penetración colocado.

Con base a la normativa ASTM D 1883 se realizaron los ensayos CBR utilizando los discos de peso sobre el material compactado previo a la penetración en la prensa (Figura 4.23). Se realizaron en la mayoría de los ensayos los 12 ciclos de penetración salvo en las muestras en que la carga de penetración llegase antes al 95% de las 5 toneladas sin penetrar los 12.7 milímetros, en la Figura 4.24 se observa el micrómetro para verificar la penetración mencionada y el anillo de carga para llevar un control simultaneo de penetración y carga evitando sobrepasar la carga por penetración y obtener resultados erróneos.



Figura 4.24 Muestra ensayada en la prensa de compresión para el CBR, a una velocidad constante de 1.27 mm por minuto.

Los resultados obtenidos se analizaron para cada granulometría propuesta y por banco, mostrando el comportamiento en la Tabla 4.7, observando que, para los bancos del Nabo, Los Ángeles y el Tlacote todos presentaron su valor más bajo de CBR en la mezcla con menos arenas (80-20), también se observa que las mezclas resultaron con valores de CBR superiores a la granulometría original del banco. Los valores más altos de CBR se presentan en las mezclas 70-30 y 75-25.

Tabla 4.7 Resumen de los resultados de CBR, valor promedio y desviación estándar de los resultados.

Parámetro estadístico	Banco	Granulometría				Original
		65-35	70-30	75-25	80-20	
Promedio	El Nabo	97%	99%	97%	88%	87%
Desviación estándar		3.17	3.81	2.29	8.46	8.43
Promedio	Los Ángeles	86%	132%	121%	84%	100%
Desviación estándar		2.73	9.40	12.86	6.03	11.01
Promedio	El Tlacote	N/A	154%	138%	113%	126%
Desviación estándar		N/A	13.27	9.85	6.29	25.89
Promedio	La Letra	N/A	N/A	N/A	N/A	135%
Desviación estándar		N/A	N/A	N/A	N/A	0.27

4.3.3 Coeficiente de permeabilidad

El experimento se llevó a cabo mediante el apoyo a la normativa ASTM D5856 y utilizando una carga constante en el espécimen, a continuación se muestra el prototipo del permeámetro el cual sirvió para obtener dicho valor, fue elaborado sobre el mismo molde de compactación para facilitar el ensaye, se sumaron dos tapas de PVC con el diámetro aproximado del molde selladas con unas membranas de caucho vulcanizado asegurando la hermeticidad del sistema, estas membranas rodean las tapas con unas abrazaderas sin fin y placas de metal amoldadas para que al momento de cubrir el molde y ser apretadas, no se presentara ninguna fuga. Se sumo al sistema hermético una capa de plastilina en la unión de la tapa y el molde además de unas placas triangulares metálicas, las cuales mediante tuercas de mariposa aseguraban la presión de la tapa hacia el molde para no dejar pasar ningún flujo de agua (Figura 4.25).

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.8 donde se promedian los valores de acuerdo a las granulometrías y se obtiene la varianza de las mismas. Se puede observar que al disminuir la cantidad de arena en la mezcla la permeabilidad se incrementa sensiblemente para todos los casos, cabe mencionar que el banco del Nabo no cumplió con los requerimientos solicitados para el CBR y por tanto se

descartó en esta parte de la experimentación. La prueba de permeabilidad se realizó saturando totalmente la muestra, lo cual para ser garantizado se optó por inducir el flujo desde la parte baja para que al salir del sistema los vacíos en el ascenso del flujo se llenen totalmente.



Figura 4.25 Molde de compactación usado como permeámetro de carga constante.

Con la ayuda de un cronómetro se registró el tiempo en que determinada cantidad de flujo o gasto pasaban a través de la muestra, además de registrar las alturas piezométricas, área transversal del espécimen y la longitud del mismo, con estos datos y mediante la ley de Darcy (1856) se calculó el coeficiente de permeabilidad usando la siguiente ecuación:

$$k = \frac{Q \cdot l}{A \cdot t \cdot h}$$

Ec.4-1

Donde:

k - coeficiente de permeabilidad

Q - caudal o gasto

l - longitud del espécimen

A – área transversal del espécimen

h – diferencia de altura piezométrica a través del espécimen

Tabla 4.8 Coeficientes de permeabilidad k en notación científica, promedio y desviación estándar.

Parámetro estadístico	Banco	Granulometría				Original
		65-35	70-30	75-25	80-20	
Promedio	El Nabo	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Desviación estándar		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Promedio	Los	1.38E-02	1.67E-02	1.71E-02	1.79E-02	N/A
Desviación estándar	Ángeles	4.20E-04	6.46E-05	6.60E-04	8.48E-04	N/A
Promedio	El	N/A	1.50E-02	1.97E-02	2.02E-02	1.47E-02
Desviación estándar	Tlacote	N/A	13.27	9.85	6.29	9.71E-05
Promedio	La Letra	N/A	N/A	N/A	N/A	1.48E-03
Desviación estándar		N/A	N/A	N/A	N/A	2.46E-04

Durante la prueba de la permeabilidad algunos materiales tenían un arrastre mayor de finos que otros, esto se puede observar en la Figura 4.20, el material del Tlacote fue el que presento el mayor arrastre en las pruebas de permeabilidad observándose turbia el agua, sin embargo esto no represento un problema para que este banco mostrara los mejores resultados en permeabilidad, el problema vendría después ya que ese aumento en la permeabilidad es debido al aumento de los vacíos que quedan por el transporte de partículas lo que sugiere una disminución en el soporte ya que las arenas finas de este material son fácilmente removibles de la matriz y tras varios eventos hídricos el soporte se vería afectado considerablemente.



Figura 4.26 a) material al finalizar la prueba; b) recipiente con agua y material fino producto del transporte en el agua.

4.4 CUARTA ETAPA: EVALUACIÓN DE LOS PARAMETROS DE CBR Y PERMEABILIDAD LLEGANDO A UNA PROPUESTA.

4.4.1 Uso del software *RStudio* para el desarrollo de los modelos de predicción de CBR y permeabilidad.

Con los resultados obtenidos tanto de permeabilidad como de CBR se llegó a la selección de las variables significantes para la alimentación de un modelo predictivo para ambos parámetros, la base de datos es muy amplia y por lo tanto desde el inicio del análisis se optó por descartar algunos datos que se consideraron innecesarios dado su bajo impacto. Primeramente para el caso del CBR ya que el objetivo principal de la evaluación de los materiales es la obtención de un valor igual o mayor al solicitado por la SCT, el material del Nabo se descartó para la base de datos de este modelo, por dos razones principalmente, la primera porque en ninguna de sus variaciones granulométricas cumplió con el valor solicitado de 100% y en segunda por la naturaleza de su roca, ya que como se observó en los

resultados de las densidades y la absorción de los materiales, fue el material que se comportó más desfavorable, además de que como se observa en la figura 4.27 físicamente el material presenta una textura vesicular en comparación a los demás materiales (Figura 4.28) y en las pruebas de compactación se observó que el material es fácilmente triturable lo que modificaba considerablemente su comportamiento mecánico en el ensaye CBR. A este material se le realizó una prueba especial en la cual la compactación se realizó en un número mayor de golpes encontrando que esta característica triturable presentó un CBR muy alto al eliminar la mayoría de sus vacíos.



Figura 4.27 Material para base hidráulica del banco el Nabo.



Figura 4.28 a) material para base hidráulica (banco el Tlacote); b) material para base hidráulica (banco los Ángeles).

Para el caso del material de la letra pese a no tener una variación al igual que los demás materiales en su granulometría se tomó en cuenta para ambos modelos, ya que en cuanto a la calidad del mismo presento de manera natural el contenido de finos más bajo de todos los bancos.

Una vez seleccionada la base de datos, se alimentó el modelo en el programa *RStudio*, el cual nos proporciona información detallada de las variables que se ingresan para poder eliminar las que tengan un impacto bajo, todo esto basado en la distribución t de *Student* que el mismo programa evalúa para cada variable, y siguiendo las recomendaciones los valores que se acercaran a 0.5 se consideran variables significantes y se procedía a una segunda corrida pero ahora descartando las variables que no tuvieran significancia. Cabe señalar que no se tomaba el modelo con el valor más alto de r^2 ya que eso solo nos aseguraba una buena correlación en los resultados al alimentarlo con las variables adecuadas y que en un inicio son demasiadas para considerarlo un modelo práctico. Al final de cada corrida se evaluaba lo mencionado anteriormente hasta llegar a un modelo práctico, con variables significantes y un valor de r^2 aceptable. En las Figuras 4.29 a 4.31 se observan las variables iniciales y las variables del modelo final de predicción.

```

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept) -7.566e-01  4.750e-01  -1.593  0.1243
Gravas      5.426e-03  3.180e-03   1.706  0.1009
Arenas      6.761e-04  3.947e-04   1.713  0.0996 .
PVSM        2.653e-06  2.495e-06   1.063  0.2983
X.w         -1.509e-04  1.479e-04  -1.020  0.3178
CBR         -1.490e-03  8.581e-04  -1.736  0.0954 .
e           4.343e-03  2.781e-02   0.156  0.8772
n           7.949e-03  4.392e-02   0.181  0.8579
CU          4.866e-04  3.983e-04   1.222  0.2336
CC          -8.889e-03  6.216e-03  -1.430  0.1656
d10         -2.192e-01  1.422e-01  -1.541  0.1364
d30         2.502e-02  1.827e-02   1.370  0.1835
d60         1.401e-02  8.102e-03   1.729  0.0967 .
X.Finos     3.058e-02  1.983e-02   1.542  0.1360
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.0006588 on 24 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9924,    Adjusted R-squared:  0.9882
F-statistic: 239.6 on 13 and 24 DF,  p-value: < 2.2e-16

```

Figura 4.29 Variables iniciales para el modelo de predicción de permeabilidad.

```

lm(formula = k ~ Gravas + Arenas + CBR + CC + d10 + d60 + X.Finos
    data = Permeabilidad)

Residuals:
      Min       1Q   Median       3Q      Max
-0.0032372 -0.0011978 -0.0005473  0.0004903  0.0041411

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  4.968e-03  5.032e-02  0.099  0.92202
Gravas       4.822e-04  3.689e-04  1.307  0.20105
Arenas       2.972e-04  1.041e-04  2.855  0.00774 **
CBR          2.287e-03  1.923e-03  1.189  0.24376
CC           -1.643e-05  2.535e-04 -0.065  0.94876
d10          1.692e-03  9.920e-03  0.171  0.86569
d60          -2.757e-03  1.533e-03  -1.798  0.08221 .
X.Finos      -5.198e-04  1.591e-03  -0.327  0.74614
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.002014 on 30 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9107,    Adjusted R-squared:  0.8898
F-statistic: 43.69 on 7 and 30 DF,  p-value: 5.103e-14
>

```

Figura 4.30 Segunda corrida de las variables del modelo de permeabilidad.

```

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept) -6.585e-05  1.132e-02  -0.006 0.995394
Gravas      4.939e-04  1.083e-04   4.559 6.71e-05 ***
Arenas      3.135e-04  8.119e-05   3.861 0.000498 ***
d60         -2.323e-03  1.754e-04 -13.245 9.28e-15 ***
X.Finos     -2.603e-04  2.750e-04  -0.946 0.350827
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.001976 on 33 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9055,    Adjusted R-squared:  0.894
F-statistic: 79.01 on 4 and 33 DF,  p-value: < 2.2e-16

> |

```

Figura 4.31 Corrida final del modelo de predicción de permeabilidad.

En la figura 4.32 se observa que las variables iniciales son todas las encontradas en las características volumétricas y gravimétricas de los materiales para la permeabilidad, como se había mencionado la significancia de las variables se aprecia en los códigos de significancia, en los valores que se acercan a 0.1, tomando estos valores y además las demás variables que no estén marcadas por el código pero que se consideraron por criterio por sus valores cercanos a la significancia. En la Figura 4.33 el modelo se corre con menos variables y ahora muestra una significancia más alta para algunas de las variables, tomando a consideración una última corrida descartando las variables con poca o nula significancia. En la Figura 4.33 se tiene el modelo definitivo que a comparación de la primera corrida donde teníamos 13 variables, el modelo final solo tiene 4 variables, todas con una significancia muy alta, además de un valor de r^2 corregido de 89 %, no se considera el r^2 normal ya que este parámetro tiende a arrojar valores altos cuantas más variables se tengan, aunque estas no sean significativas. El modelo de predicción de permeabilidad queda representado por la siguiente ecuación:

$$\text{Permeabilidad (teórico)} = (4.93 * 10^{-4}) * (G) + (3.13 * 10^{-4}) * (S) + (-2.32 * 10^{-3}) * (d_{60}) + (-2.6 * 10^{-4}) * (F) - 6.58 * 10^{-5} \quad \text{Ec. 4-2}$$

Donde:

G = porcentaje de gravas

S = porcentaje de arenas

d₆₀ = diámetro por debajo del cual queda el 60% del material

F = porcentaje de material que pasa la malla No. 200

Para el caso del CBR el proceso del desarrollo del modelo siguió la misma metodología que en el modelo de la permeabilidad y su proceso se puede observar en las Figuras 4.32 y 4.33.

```
Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  3.449e+00  4.448e+00   0.775  0.44253
Gravas      -2.780e-02  1.930e-02  -1.440  0.15736
Arenas       1.755e-03  8.723e-03   0.201  0.84152
PVSM        -7.776e-05  9.706e-04  -0.080  0.93654
X.w         -4.752e-02  3.147e-02  -1.510  0.13863
e           -3.917e+00  4.577e+00  -0.856  0.39706
n            4.722e+00  7.235e+00   0.653  0.51761
CU           1.850e-03  4.095e-03   0.452  0.65389
CC           3.094e-02  2.232e-02   1.386  0.17320
d10          1.134e+00  3.291e-01   3.447  0.00132 **
d30         -1.585e-02  1.219e-01  -0.130  0.89720
d60         -1.114e-02  3.371e-02  -0.331  0.74270
X.Finos     -4.531e-02  8.203e-02  -0.552  0.58371
---
signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.1657 on 41 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.667,    Adjusted R-squared:  0.5696
F-statistic: 6.844 on 12 and 41 DF,  p-value: 1.427e-06
```

Figura 4.32 Variables iniciales para el modelo de predicción del CBR

```

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  2.659200   0.524816   5.067 6.15e-06 ***
Gravas      -0.023671   0.006107  -3.876 0.000316 ***
X.w         -0.046688   0.021675  -2.154 0.036187 *
CC          0.031207   0.003976   7.849 3.26e-10 ***
d10         0.754547   0.114771   6.574 3.03e-08 ***
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.1615 on 49 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.6217,    Adjusted R-squared:  0.5908
F-statistic: 20.13 on 4 and 49 DF,  p-value: 7.358e-10
>

```

Figura 4.33 Corrida final del modelo de predicción de CBR.

Las variables iniciales para este modelo al igual que para el de la permeabilidad fueron todas las que describieran las características volumétricas y gravimétricas del material, teniendo inicialmente 12 variables (Figura 4.26). Apoyándonos de los códigos de significancia y de los valores observados en *t* de *Student* se fueron descartando las variables con baja o nula significancia, hasta llegar a 4 variables finales todas con una significancia alta como se observa en la Figura 4.25 donde se tiene el modelo final de predicción de CBR, que queda representado con la siguiente ecuación.

$$\text{CBR}_{\text{teórico}} = (-2.36 * 10^{-2}) * (G) + (-4.66 * 10^{-2}) * (w) + (3.1 * 10^{-2}) * (C_c) + (0.754 * d_{10}) \quad \text{Ec. 4-3}$$

Donde:

G = porcentaje de gravas

w = contenido óptimo de humedad

C_c = coeficiente de curvatura

d_{10} = diámetro por debajo del cual queda el 10% del material.

Para dar por válidos los modelos de predicción descritos anteriormente además de la validación con los resultados de laboratorio de los mismos materiales,

se llevó a cabo una evaluación y desarrollo de nuevos modelos descartando uno de los bancos de estudio, en este caso el banco descartado fue el de La letra, la selección se hizo con base a que dicho banco no pertenece a la misma región que los otros materiales de estudio, esto con la finalidad de ver que tan consistentes son los modelos al alimentarlos con bases de datos de otras regiones, aun con características volumétricas y gravimétricas similares. En las figuras 4.34 y 4.35 se aprecia el modelo de CBR sin la inclusión en su base de datos del material de La letra.

```

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  1.412e+01  7.383e+00  1.913  0.0640 .
Gravas      -7.996e-02  3.507e-02  -2.280  0.0288 *
Arenas      1.798e-03  7.181e-03  0.250  0.8038
PVSM       -2.086e-03  1.474e-03  -1.414  0.1661
X.W        -2.760e-02  3.015e-02  -0.915  0.3663
e          3.936e+00  4.503e+00  0.874  0.3881
n         -1.009e+01  6.761e+00  -1.493  0.1445
CU         -7.137e-04  3.855e-03  -0.185  0.8542
CC          8.142e-02  3.433e-02  2.372  0.0233 *
d10        2.463e+00  8.474e-01  2.906  0.0063 **
d30       -1.954e-01  1.578e-01  -1.238  0.2239
d60       -1.138e-02  2.827e-02  -0.403  0.6896
X.Finos    -3.477e-01  1.804e-01  -1.928  0.0620 .
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.1353 on 35 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.76,    Adjusted R-squared:  0.6777
F-statistic: 9.237 on 12 and 35 DF,  p-value: 1.173e-07

```

Figura 4.34 Variables iniciales para el modelo de predicción CBR

```

Coefficients:
      Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  1.718085  0.285289  6.022 3.13e-07 ***
Gravas      -0.013992  0.003885  -3.602 0.000799 ***
CC           0.026408  0.003079  8.576 6.11e-11 ***
d10          0.597200  0.127340  4.690 2.67e-05 ***
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.1472 on 44 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.6427,    Adjusted R-squared:  0.6183
F-statistic: 26.38 on 3 and 44 DF,  p-value: 6.417e-10

```

Figura 4.35 Corrida final del modelo de predicción CBR.

Las variables iniciales para este modelo son las mismas que cuando se incluyeron todos los bancos, la diferencia notable está en el modelo final ya que a diferencia del modelo de predicción anterior (Ec. 4.3) este modelo cuenta con 3 variables significativas para la predicción, esto se explica por la exclusión del material que no pertenece a la región de los otros bancos de materiales y principalmente en los valores de granulometría y coeficientes de uniformidad y curvatura, hay una diferencia notable con los materiales de Querétaro. Para el caso de la permeabilidad ocurre lo mismo al descartar el material de La letra y como se puede observar en la Figura 4.36 las variables iniciales son menores y las variables definitivas para el modelo son mayores que en el caso anterior con todos los bancos (Ec. 4.2).

```

Coefficients:
              Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept) -8.608e-02  1.047e-01  -0.822  0.41929
Gravas      5.428e-04  4.320e-04   1.256  0.22160
PVSM        3.262e-05  2.368e-05   1.377  0.18165
e           6.312e-02  3.893e-02   1.622  0.11852
CU          -1.958e-04  3.463e-05  -5.655  9.33e-06 ***
CC           1.798e-03  3.495e-04   5.144  3.27e-05 ***
d10          1.795e-02  8.435e-03   2.128  0.04424 *
d30         -5.527e-03  1.543e-03  -3.582  0.00158 **
finos       -7.615e-04  2.233e-03  -0.341  0.73616
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.0006508 on 23 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9375,    Adjusted R-squared:  0.9158
F-statistic: 43.13 on 8 and 23 DF,  p-value: 4.845e-12

```

Figura 4.36 Variables iniciales para el modelo de predicción de permeabilidad

```

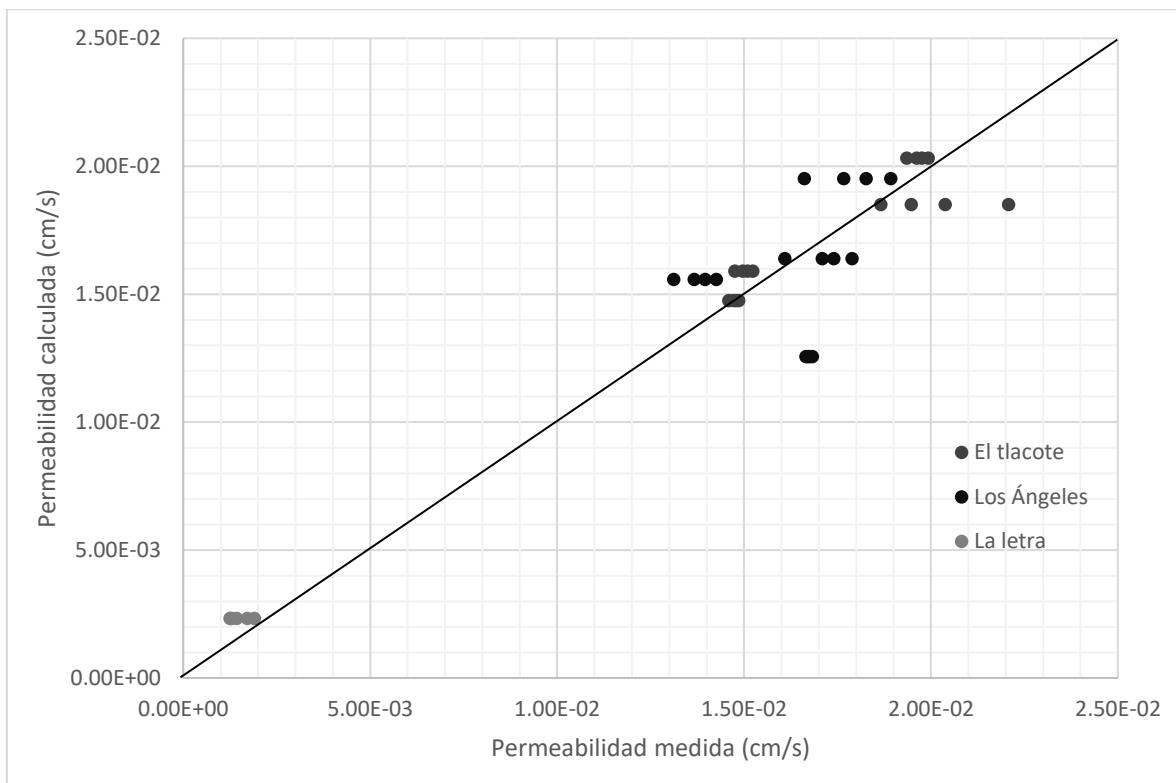
Coefficients:
              Estimate Std. Error t value Pr(>|t|)
(Intercept)  5.805e-02  3.308e-03  17.55  6.23e-16 ***
CU          -2.113e-04  1.801e-05  -11.74  6.85e-12 ***
CC           1.861e-03  1.462e-04  12.73  1.11e-12 ***
d10          2.622e-02  2.549e-03  10.28  1.18e-10 ***
d30         -6.797e-03  6.025e-04  -11.28  1.63e-11 ***
finos       -3.611e-03  2.581e-04  -13.99  1.30e-13 ***
---
Signif. codes:  0 '***' 0.001 '**' 0.01 '*' 0.05 '.' 0.1 ' ' 1

Residual standard error: 0.0006711 on 26 degrees of freedom
Multiple R-squared:  0.9249,    Adjusted R-squared:  0.9104
F-statistic: 64.02 on 5 and 26 DF,  p-value: 8.803e-14

```

Figura 4.37 Corrida final del modelo de predicción de permeabilidad.

Para poder apreciar la consistencia de los modelos descritos tanto los que cubren los cuatro bancos como los que descartan un banco, se realizaron gráficas comparativas de los valores teóricos y de los medidos en el laboratorio. Primeramente, en las Figuras 4.38 y 4.39 se aprecian las comparativas con todos los bancos, cabe señalar que en la permeabilidad no se tomó en cuenta el Nabo por lo descrito anteriormente.



tenemos valores por debajo y arriba de la línea, para el caso del banco de la letra se observan que todos los valores caen sobre la línea, esto indica una consistencia baja para los datos de este banco, por lo tanto no se sugiere el uso del modelo para un material con características similares.

Para el caso del CBR se realizó una gráfica similar, en este caso la base de datos fue más amplia y hay una comparativa de la distribución de los resultados para todos los bancos. En la Figura 4.39 se observa que el modelo es consistente para todos los valores y al igual que el modelo de permeabilidad el error en la predicción es bajo y está representado por los valores del coeficiente de determinación corregido que se mencionó anteriormente.

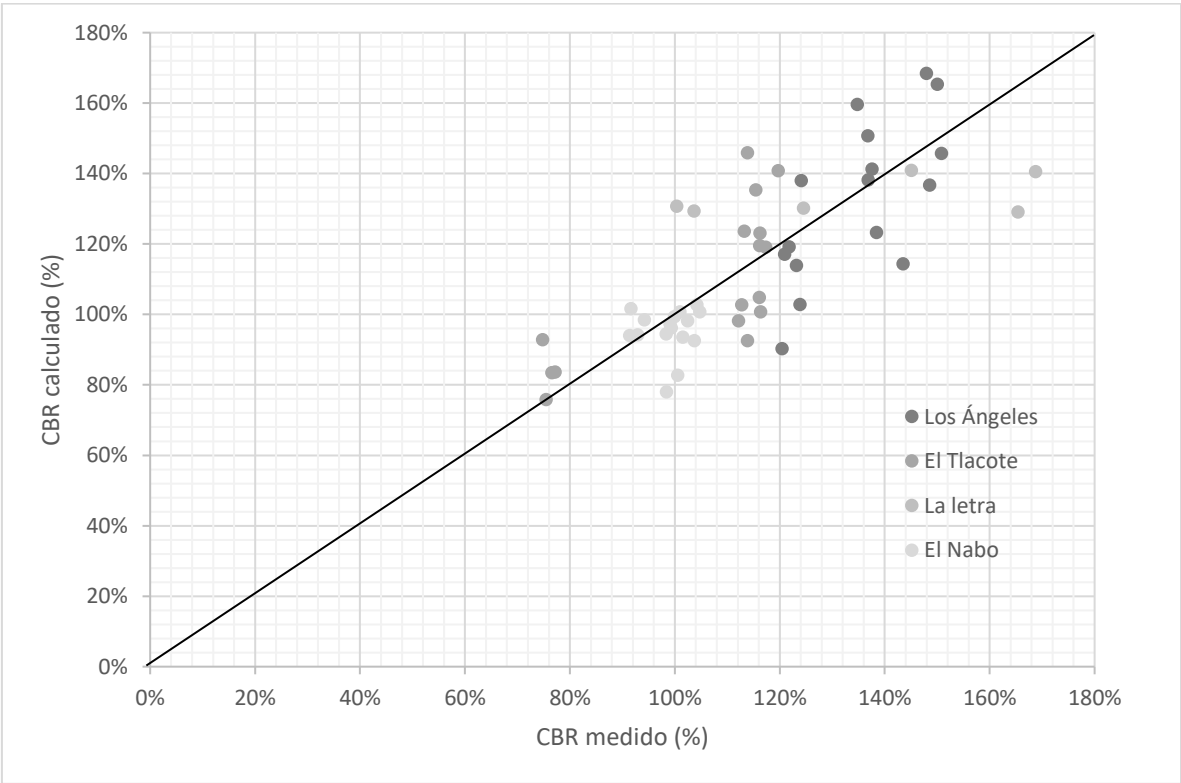


Figura 4.39 Valores de predicción y medidos para CBR.

Las gráficas de predicción para los modelos donde no se incluyó el banco de la letra se muestran a continuación (Figura 4.40 y 4.41).

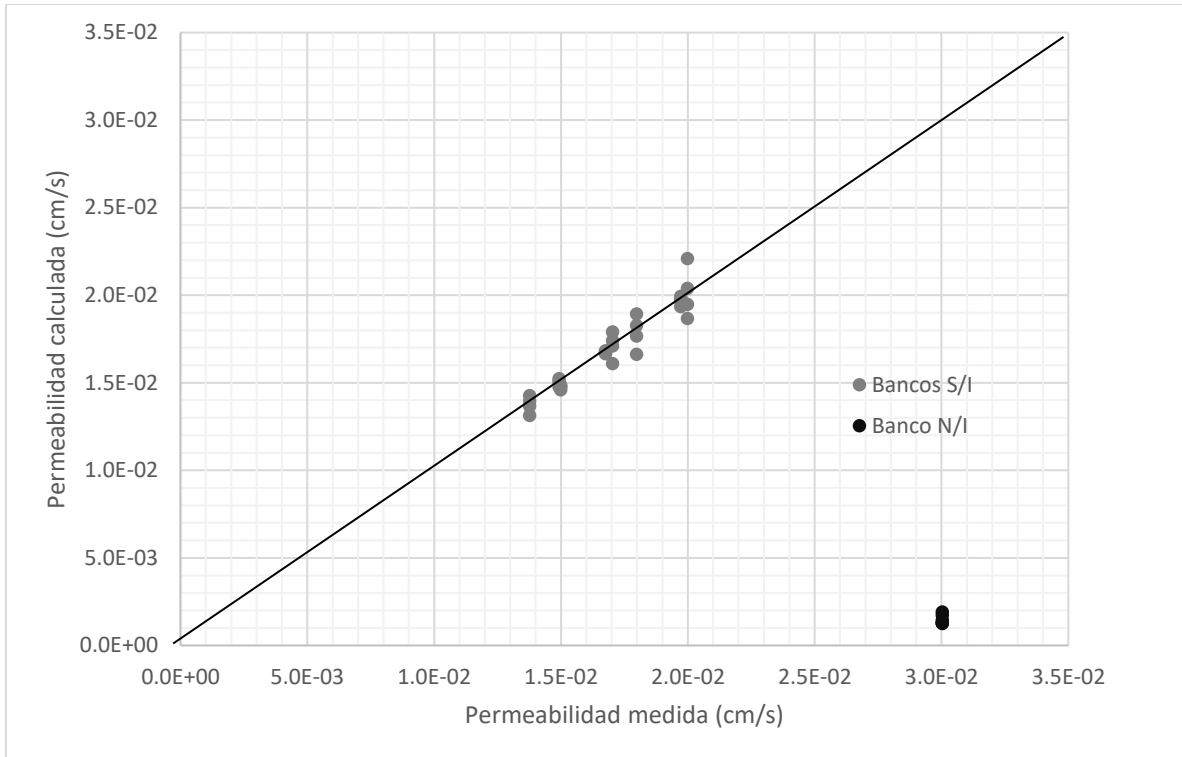


Figura 4.40 Valores de predicción y medidos para permeabilidad

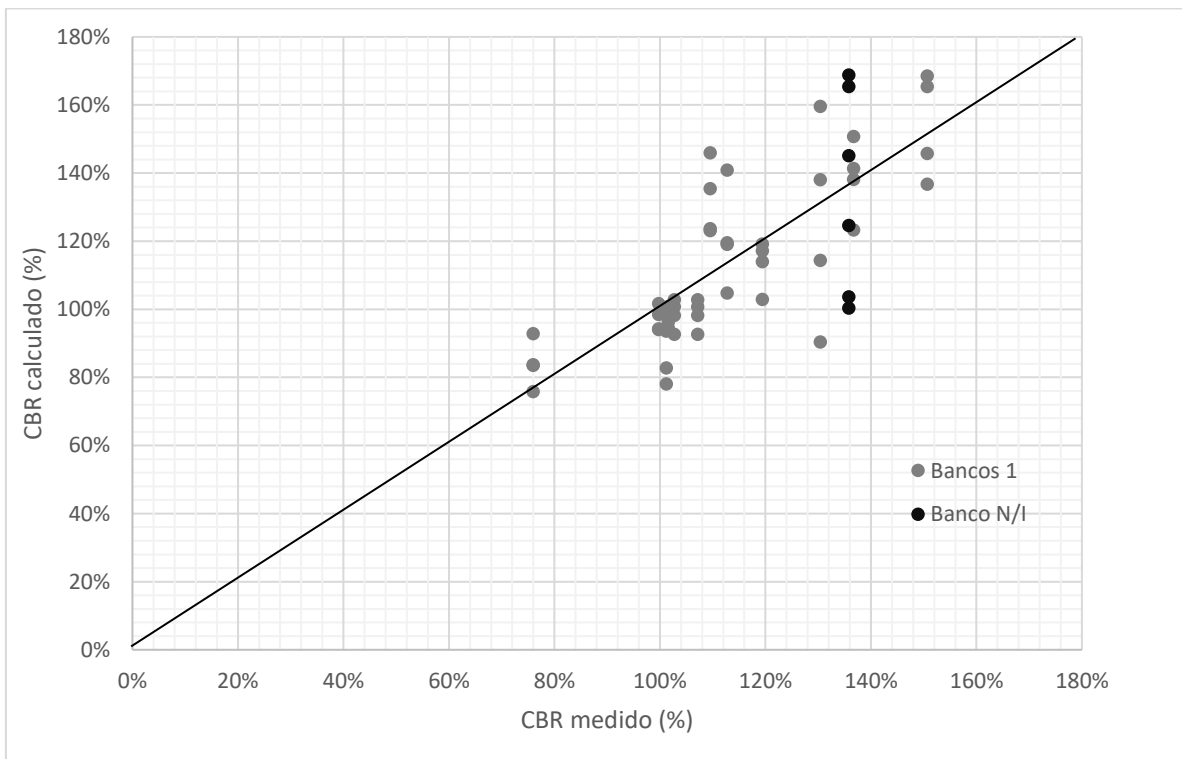


Figura 4.41 Valores de predicción y medidos para CBR.

Se observa que para el caso del CBR el modelo de predicción aun sin incluir los valores en su base de datos para el banco descartado lo puede representar muy bien en la predicción (Figura 4.41) teniendo una dispersión similar en los errores a los bancos de materiales si incluidos en el modelo, para el caso de la permeabilidad ya desde el modelo anterior que si incluía al banco en su base de datos, se observaba una consistencia dudosa quedando por debajo de la línea todos los valores, para este caso (Figura 4.38) ocurre lo mismo pero mostrando esta ocasión un desfase total en la predicción ya que ni siquiera está cerca del conjunto de datos evaluados, descartando totalmente el uso del modelo para la predicción de la permeabilidad en materiales con características similares al banco de la letra.

5. CONCLUSIONES.

Los materiales de estudio presentados en esta investigación validan la metodología utilizada para calcular la permeabilidad ya que los resultados guardan gran similitud con los valores encontrados en la investigación de Haider et al. (2014), tanto petrográficamente como en las características índices los valores son muy similares, dando por válida la metodología empleada con el prototipo de permeámetro en molde de pared rígida (CBR). Los coeficientes de permeabilidad obtenidos para los 4 bancos y sus variaciones granulométricas se encuentran de dos a tres decimales por abajo del valor de 0.35 cm/s (1000 pie/día) recomendado por la FHWA para bases permeables.

El coeficiente de permeabilidad se correlaciona con las variaciones de arena y grava en la mezcla, ya que a valores menores de arena el coeficiente aumenta, sin embargo, el valor de soporte CBR disminuye.

Materiales con porcentajes menores de finos inicialmente u obtenidos tal cual del banco pueden representar en mezclas con poca arena una matriz más eficiente en la conductividad hidráulica y llegar a cumplir con lo recomendado por la FHWA.

Los modelos de predicción propuestos logran una estimación de los valores probados en laboratorio con una significancia estadística buena ya que los rangos de error oscilan entre el 16 y 17 % teniendo modelos muy confiables siempre y cuando se respeten los rangos establecidos para cada variable y con materiales significativamente similares a los expuestos en este estudio.

Con las proyecciones de los valores estimados y tomando en cuenta la normativa mexicana de la SCT se pueden adecuar propuestas en las que los valores de las características índice nos den un rango de resultados adecuados en soporte CBR con un valor mínimo del 100% y en permeabilidad con las recomendaciones de la FHWA con un valor mínimo de 0.35 cm/s

Después de ver las correlaciones posibles entre la base de datos expuesta queda claro que la experimentación aún queda corta de alcance y necesitamos ampliar la base de datos para tener suficiente sustento y poder afirmar que variables y de qué manera afectaran el coeficiente de permeabilidad, los valores sugeridos por la FHWA en ningún caso son alcanzados, la misma agencia propone curvas granulométricas que en teoría cumplen con la permeabilidad de 0.35 cm/s, considerando esto es necesario realizar la experimentación con dichas propuestas y poder así analizar las variables expuestas de manera amplia. Los materiales usados comúnmente en el país para la construcción de bases difícilmente cumplirán con los valores recomendados de permeabilidad y esto es comprobable de manera sencilla pues las afecciones por un mal drenaje y la incursión de agua al material de soporte son los más comunes en la infraestructura carretera del país.

De la conclusión expuesta y el análisis del trabajo en su totalidad se llegó a la siguiente propuesta granulométrica (Figura 5.1), en la Tabla 5.1 se aprecian los límites granulométricos y las mallas que componen la propuesta, usando los modelos establecidos y de manera iterativa se llegó a la curva granulométrica mostrada, con la cual y de manera teórica cumpliremos los valores de CBR y permeabilidad recomendados en las normativas.

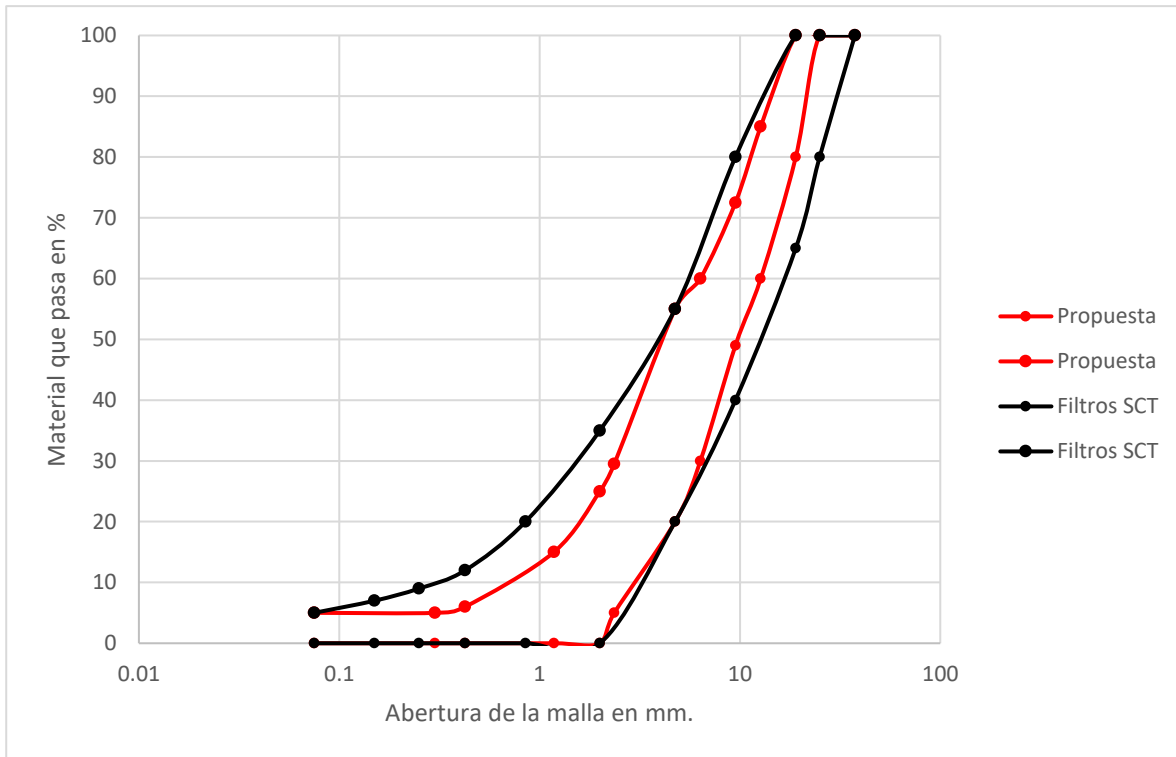


Figura 5.1 Propuesta granulométrica para bases hidráulicas permeables.

Tabla 5.1 Límites granulométricos de la propuesta para bases hidráulicas permeables.

Apertura en mm	Malla	Límite inferior	Límite superior
37.5	1 1/2"	100	100
25	1"	100	100
19	3/4"	80	100
12.7	1/2"	60	85
9.5	3/8"	49	72.5
6.35	1/4"	30	60
4.75	No. 4	20	55
2.36	No. 8	5	29.5
2.00	No.10	0	25
1.18	No. 16	0	15
0.43	No. 40	0	6
0.30	No. 50	0	5
0.08	No. 200	0	5

6. REFERENCIAS

Abdolreza, O., Sajjad, S., Goran, O., Erol, T., Sheila, B., Heather, S., Mathew, E. (2017). Results of soaked and unsoaked California bearing rate test on unbound aggregates with varying amounts of fines and dust ratios. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2655, 13-19.

Abdolreza, O., Sajjad, S., Erol, T. (2016). Effect of plasticity index and dust ratio on moisture-density and strength characteristics of aggregates. *Transportation Geotechnics*, 9, 69-79.

Abdolreza, O., Sajjad, S., Erol, T., Sheila, B., Stefan, F. (2016). Effect of dust ratios on the strength of aggregates with low plasticity fines. *Geo-Chicago*, 272, 253-265.

Altuhafi, F., Baudet, B. A., & Sammonds, P. (2011). On the particle size distribution of a basaltic till. *Soils Found*, 51(1), 113-121.

Arnold, G., *Rutting of granular pavements* (Ph. D. thesis). University of Nottingham; 2004.

ASTM-C117-03. (2003). Standard Test Method for Materials Finer than 75- μm (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.

ASTM-C127-01. (2001). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.

ASTM-C136-06. (2006). Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.

ASTM-D75-87. (1992). Standard Practice for Sampling Aggregates. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.

ASTM-D1557-12. (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lb/ft³ (2,700 kN-m/m³)). ASTM International, West Conshohocken, PA. United States

ASTM-D1883-07. (2007). Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States

ASTM-D2434-68. (2006). Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head). ASTM International, West Conshohocken, PA. United States

ASTM-D2487-06. (2006). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA. United States

ASTM-D4318-05. (2005) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States

ASTM-D5856-95. (2007). Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.

Barksdale, R. D., Itani, S. Y. (1989). Influence of aggregate shape on base behavior. *Transportation Research Record*, 1227, 173-182.

Bejarano, M., Harvey, J. T., Ali, A., Mahama, D., Hung, D., Preedonant, P. (2003). *Performance of Drained and Undrained Flexible Pavement Structures in Accelerated Loading under Wet Conditions*. California Department of Transportation, Goal 5, 1-38.

Berthelot, C., Podborochynski, D., Marjerison, B., Gerbrandt, R. (2009). Saskatchewan field case study of triaxial frequency sweep characterization to

predict failure of a granular base across increasing fines content and traffic speed applications. *Journal of Transportation Engineering*, 135(11), 907-914.

Bouchédid B., Humphrey N. (2005) Permeability of Base Material for Maine Roads. *Transportation Research Record*. 1936, 142-149.

Canon, G., Leischner, S., Blasl, A., Erlingsson, S. (2017). Characterization of unbound granular materials within a mechanistic design framework for low volume roads. *Transportation Geotechnics*, in press.

Cetin, B., Aydilek, A. H., & Guney, Y. (2010). *Stabilization of recycled base material using high carbon fly ash*. Resources Conservation and Recycling, 54(11), 878-892.

Charlier, R., Horny, P., Srsen, M., Hermansson, A., Bjarnason, G., Erlingsson, S. (2009). Water influence on bearing capacity and pavement performance: field observations. In: *Water in Road Structures*, Sweden, pp. 1-18.

Coop, M. R., Sorensen, K., Bodas deFreitas, T. & Georgoutsos, G. D. (2004). Particle breakage during shearing of carbonate sand. *Géotechnique*, 54(3), 157-163.

Diefenderfer, B.K., Galal, K., Mokarem, D.W. (2005). *Effect of Subsurface Drainage on the Structural Capacity of Flexible Pavement*. Virginia Transportation Research Council, VTRC 05-R35, pp. 01-29.

Haider, I., Kaya, Z., Cetrin, A., Haitipoglu, M., Cetin, B, Aydilek, A. H. (2014). Drainage and mechanical behavior of highway base materials. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. 140, 1-14.

Harpreet, K., Deletic, A., McCarthy, D. (2014). Assessment of Impact of Filter Design Variables on Clogging in Stormwater Filters. *Water Resour Manage*, 28, 1873-1885.

- Hicks, R. G., Monismith, C. L. (1971). Factors influencing the resilient properties of granular materials. *Transportation Research Record*, 345, 15-31.
- Holtz, R. D. & Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to Geotechnical Engineering*, New Jersey: Prentice-Hall.
- Jones, M. P., Witczack, M. W. (1977). Subgrade modulus on the San Diego test road. *Transportation Research Record*, 641, 1-6.
- Khosravifar, S., Asefzadeh, A., Schwartz, W. (2013). Increase of resilient modulus of unsaturated granular materials during drying after compaction. Proc. *Geo – Congress (CD-ROM)*, ASCE, Alexandria, VA, 10.
- Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. (Ph. D. thesis). Tampere University of Technology, Tampere, Finland.
- Lee, K. L. & Farhoomad, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 4(1), 68-86.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000). State of the Art, I: Resilient response of aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, 126, 66-75
- Li, M., & Fannin, J. (2008). Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 1303-1309.
- Molenaar, A. A. A., Van, Niekerk A. A. (2002). Effects of gradation, composition, and degree of compaction on the mechanical characteristics of recycled unbound materials. *Transportation Research Record*, 1787, 73-82.
- Nakata, Y., Hyde, A. F. L., Hyodo, M. & Murata, H. (1999). A probabilistic approach to sand crushing in the triaxial test. *Géotechnique* , 49(5), 567-583.
- Pacheco, L. G. & Nazarian, S. (2011). Impact of moisture content and density on stiffness-based acceptance of geomaterials. *Transportation Research Record*, 2212, 1-13.

Pidwerbesky, B. Fundamental behaviour of Unbound granular pavements subjected to various loading conditions and accelerated trafficking (Ph. D. thesis). University of Canterbury; 1996.

Renpeng, C., Shuai, Q., Wei, C., Hanlin, W. (2016). Effect of Compactness Degree on the Hydraulic Properties for Coarse Soils of High-Speed Railway Embankment. *International Conference on Transportation Geotechnics. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics*, 143, 237-243.

Rico, A., Orozco, J. M., Téllez, R., & Pérez, A. (1990). Manual de Calidad de los Materiales en Secciones Estructurales de Pavimentos Carreteros. Instituto Mexicano del Transporte, D. T. 1, 1-27.

Rico, A., Téllez, R., Garnica, P. (1998). Pavimentos flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias. Instituto Mexicano del Transporte, 104, 1-129.

Seed, H. B., Chan, C. K., & Lee, C. E. (1962). *Resilience characteristics of subgrade soil in thin relation to fatigue failure in asphalt pavements*. Proceedings International Conference on the Structural Design of Asphalt, pp. 611-639

Siew, T., Tien, F., Chong, H. (2003). Clogging Evaluation of Permeable Bases. *Journal of transportation engineering*, 129:3, 309-315.

Sigudur, E., Shafiqur, R., Farhad, S. (2017). Characteristic of unbound granular materials and subgrades based on multi stage RLT testing. *Transportation Geotechnics*. in press.

Soliman, H., Shalaby, A. (2015). Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Base Materials with Varying Moisture and Fines Content. *Transportation Geotechnics*, 4, 1-12.

Steven D. The development and verification of a pavement response and performance model for unbound granular pavements (Ph. D. thesis). University of Canterbury; 2005.

Stolle, D., Guo, P., Liu, Y. (2009). Resilient modulus properties of granular highway materials. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36, 639 – 654.

Thom, N., & Brown, S., (1987). Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. *Transportation Research Record*, 1121, 50-56.

Tutumluer, E., Mishra, D., Butt, A. A. (2000). *Characterization of Illinois aggregates for subgrade replacement and subbase*. Illinois center for transportation. Report ICT-09-060, pp. 2009-2042.

Tutumluer, E. & Pan, T. (2008). Aggregate morphology affecting strength and permanent deformation behavior of unbound aggregate materials. *J. Mater. Civ. Eng.*, 20:9(617), 617-627.

Xiao, Y., Tutumluer, E., Qian, Y., & Siekmeier, J. A. (2012). Gradation effects influencing mechanical properties of aggregate base-granular subbase materials in Minnesota. *Transportation Research Record*, 2267.

Xiao, Y., Tutumluer, E., & Siekmeier, J. (2011). Resilient modulus behavior estimated from aggregate source properties. *Proc. Geo-Frontiers (CD-ROM)*, ASCE, Alexandria, VA, 9.

Yoder, E. J., & Witczak, M. W. (1975). *Principles of pavement design*, 2nd Ed., John Wiley & Sons, New York.

Yong, C.F., McCarthy, D.T., Deletic, A. (2012). Predicting physical clogging of porous and permable pavements. *Journal of Hydrology*, 481, 48-55.

Yuanjie, X., Liuxin, C., Zhen, Z., Daiqi, L., Erol, T., Jiasheng, Z. (2016). Laboratory validation of a gradation desing concept for suitable applications of

unbound granular materials in pavement construction. *Construction and Building Materials*, 129, 125-139.