

Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.

Recinto Universitario Rubén Darío.

Facultad de Ciencias e Ingenierías.

UNAN Managua.



**"DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA VIA DE ACCESO
UNAN/RURD - CDI ARLEN SIU, EN LA UNAN-MANAGUA"**

**Trabajo de seminario de graduación para optar al grado
académico de:**

Ingeniero Civil.

Elaborado por:

Br. Escarleth de los Ángeles Gómez Murillo

Br. José René Figueroa González

Tutor: MSc. Edwin Nadir Castrillo

Asesor: Msc. Horacio Ulloa

Managua, 22 de Marzo del 2013

DEDICATORIA

A:

DIOS

NUESTRA PATRIA

NUESTROS PADRES:

- *RONALD ANTONIO GÓMEZ*
- *NICOLASA MURILLO GÁMEZ.*
- *JESUS ANDRES FIGUEROA TORREZ*
- *DELBIA DEL SOCORRO GONZALEZ MIRANDA.*

NUESTROS ESPOS@S:

- *WALTER JOSE HERRERA NAVARRETE*
- *DINA YULIETH DIAZ MORALES*

MI HIJA:

- *IVONNE DE LOS ÁNGELES RUGAMA GOMEZ*

A NUESTROS COMPAÑEROS DE ESTUDIOS DE LA FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍAS.

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestros más sinceros agradecimientos:

Msc. **Edwin Nadir Castrillo**; Docente de la facultad de Ciencias e Ingeniería, tutor de este trabajo de grado y por ser un guía en la elaboración de este proyecto.

Msc. **Horacio Ulloa**; Investigador de IGG-CIGEO, por su asesoría en este trabajo, por su enseñanza y por ser un ejemplo como profesional.

Msc. **Delvin Martínez Bravo**; Investigador de IGG-CIGEO, por su colaboración, amistad y tiempo que nos brindó en esta etapa de nuestra vida.

A nuestra alma mater Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua UNAN-Managua por darnos la oportunidad de alcanzar esta meta, a todos los ingenieros docentes de la Facultad de Ciencias e Ingenierías, por todos los conocimientos que nos brindaron durante los cinco años de nuestra carrera por su entrega en la formación de nuevos ingeniero, por la paciencia, los conocimientos teóricos y las experiencias vividas.

RESUMEN

En este trabajo se considera la problemática del acceso de la vía alterna al RURD – CDI, el cual tiene como objetivo principal el diseño de espesores, aplicando el método de diseño de pavimento flexible más adecuado para este tramo de vía.

No existe en la actualidad un método de análisis y diseño de pavimentos flexibles que esté basado en teorías propias ya que estas se han ido modificando por las pruebas, análisis y nuevas teorías que con el tiempo se han ido desarrollando. Se efectuaron principalmente dos métodos de diseño para pavimentos flexibles, los más utilizados en Nicaragua; el primer método propuesto es el usado por el Instituto Norteamericano del Asfalto (**INA**), y finalmente se usó el propuesto por la **AASHTO**, 1993.

El principal objetivo de este trabajo es determinar los espesores, para darle cumplimiento ambos métodos fueron comparados y seleccionados, para así determinar el diseño adecuado a las condiciones del sitio.

Los métodos utilizados toman en consideración un sin número de pruebas de campo y de laboratorios, en las que se realizó un análisis para determinar las características físicas de cada muestras de suelo por cada sondeo realizado, incluyendo la determinación del número ESAL's de vehículos determinados mediante aforos, dando como resultado las variables utilizadas para los dos métodos de diseños usados.

En este trabajo se presentan características y aspectos generales de los diferentes tipos de pavimentos flexibles, principalmente los dos métodos utilizados, para determinar el diseño de espesores de cada capa sobre la subrasante, de igual forma se hace una descripción del proceso desarrollado para la obtención de los resultados, también se muestra la importancia de su determinación, Así mismo se describe el análisis de ellos. En las conclusiones se determinaron los espesores de las capas de la vía, esto implicó la comparación de los resultados de los espesores, para el cual la **AASHTO** es el método que satisface los espesores requeridos para el diseño de pavimento flexible de esta vía de acceso.

TABLA DE CONTENIDO

1. ASPECTOS GENERALES

1.1 Introducción	1
1.2 Justificación	2
1.3 Limitaciones del estudio	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo General.....	5
1.4.2 Objetivos Específicos	5
1.5 Antecedentes	6

2. MARCO TEORICO

2.1 Definiciones, función y característica de los Pavimentos Flexible ..	7
2.2 Elementos que integran un pavimento flexible, su función y característica	8
2.2.1 La carpeta	9
2.2.2 La base.....	9
2.2.3 La sub-base	11
2.2.4 La subrasante	12
2.2.5 La subyacente.....	13
2.2.6 El cuerpo del terraplén	14
2.3 Transito como variable de diseño	14
2.3.1 Niveles del transito.....	17
2.3.2 Volúmenes del transito.....	17
2.3.3 Caminos con bajo volúmenes de transito	18
2.3.4 Consideraciones para el cálculo de ejes equivalentes	19
2.4 Índice de serviciabilidad de un pavimento	20
2.5 Estudio de suelos para carreteras de pavimento flexible	23
2.5.1 Ensayos de campo	24
2.5.2 Ensayos de laboratorio	25
2.5.3 Métodos indirectos para la determinación del valor de Soporte California (CBR)	25
2.5.3.1 Impacto de Clegg (relación CBR).....	26
2.5.3.2 Geogauge (Relacion CBR)	30
2.5.4 Módulo de resiliencia (Mr) para Pavimento flexibles	35

2.6 Descripción de los métodos usados para Diseño de pavimento flexible	37
2.6.1 Método de diseño del instituto Norteamericano de Asfalto (INA)	37
2.6.2 Método de la AASHTO (1993), para el diseño de la sección estructural de los pavimentos.....	41
3. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	
3.1 Localización del área de estudio	51
3.2 Geomorfología	53
3.3 Geología y estratigrafía de Managua	54
3.3.1 Datos Generales	54
3.3.2 Marco geológico – estructural del área de Managua	54
3.3.3 Estratigrafía de Managua	56
3.3.4 Geología local	59
3.4 Sismicidad	61
3.5 Precipitaciones de la zona	64
3.6 Características Geotécnicas	65
3.7 Topografía de la zona.....	66
4. METODOLOGÍA.	
4.1 Introducción Metodológica	68
4.2 Estudio de suelos para la vía UNAN/RURD - CDI	70
4.2.1 Exploración y trabajos de Campo	70
4.2.2 Recolección de muestras en el área de estudio	71
4.2.3 Densidad de campo (cono y arena)	73
4.2.4 Determinación del CBR en campo	75
4.2.4.1 Determinación de CBR a través de Impacto de Clegg	75
4.2.4.2 Determinación de CBR a través de Geogauge	77
4.2.5 Ensayos de Laboratorio	79
4.2.5.1 Propiedades índices de suelos	79
4.2.5.2 Proctor modificado	80
4.2.5.3 Determinación de CBR y valores de Hinchamiento	81
4.3 Estudio del tránsito para la vía UNAN/RURD - CDI	83
4.4 Método de diseño para pavimento flexible	83
4.4.1 Método de la AASTHO	84

4.4.2 Método del Instituto Norteamericano del Asfalto	89
5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.	
<i>5.1 Tipo de materiales encontrados en el área de estudio</i>	<i>92</i>
<i>5.2 Selección del CBR de diseño, según volúmenes del tránsito</i>	<i>96</i>
<i>5.3 Resultados de los espesores de diseño</i>	<i>98</i>
5.3.1 Método de la AASTHO	98
5.3.2 Método de la INA	100
6. CONCLUSIONES	101
7. RECOMENDACIONES.....	103
8. BIBLIOGRAFÍA	104
9. ANEXOS	107

1. Aspecto Generales

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de Grado tiene como finalidad el diseño estructural de un tramo de vía correspondiente a RURD – CDI. Debido a que este tramo es muy concurrido por trabajadores, estudiantes e investigadores de la UNAN-Mangua, por lo que se indagó de manera general de las necesidades de las personas que transitan por la vía y según los resultados se hizo una propuesta de espesores de pavimento flexible para la misma.

En el tramo de vía existente UNAN-RURD y el CDI, desde un tiempo atrás viene dando ciertos problemas con respecto a las condiciones estructurales y funcionales debido a que solo se le ha tratado como camino de todo tiempo, con material mejorado y maquinaria, por lo cual este en cada invierno sufre deterioros significativos que obstaculizan el cómodo pase a las personas que tienen la necesidad de hacer uso de esta vía.

A partir de la problemática que existe en este tramo, que consta de 450 metros lineales de vías ubicados en el Recinto Universitario Rubén Darío, se ha realizado este diseño para que la universidad cuente con este estudio y así teniendo todos los estudios requeridos se pueda ejecutar la construcción de esta vía en el futuro.

Es por esta razón que, nuestro objetivo es realizar un diseño estructural del pavimento flexible para este tramo de vía, para mejorar las condiciones de las personas que hacen uso de ella.

Esta vía presenta deterioros, algunos ocasionados por el tipo de tránsito que circula por él y otros ocasionados por efectos ambientales. Estos deterioros se han agravado con el pasar del tiempo y se hace necesario efectuar un trabajo más eficaz con un tipo de pavimento con el fin de evitar el deterioro total del terreno natural y de tal manera lograr mantener una vía en condiciones aceptables.

1. Aspecto Generales

1.2 JUSTIFICACIÓN.

Este trabajo surge como una necesidad, de los avances cualitativos y la preocupación por elevar los estándares de calidad de las vías de acceso en la UNAN - Managua, la cual tiene como referencia la construcción de distintas vías alternas de acceso a la universidad, en los últimos años la infraestructura ha crecido en gran manera por lo que no puede quedar a intemperie el paso a cada edificio.

Estas vías de acceso ayudan al desarrollo económico y social de la institución, beneficiando a trabajadores, estudiantes, investigadores entre otros, ya que estas permiten la comunicación e interrelación entre los centros (UNAN-RURD, IGG-CIGEO, CDI).

En la vía que va de la UNAN-RURD hacia el CDI, existe una problemática a las que podemos mencionar:

- ✓ La inestabilidad de la calzada natural que limita un poco el tránsito.
- ✓ Restricciones del acceso peatonal en temporadas de lluvia.

Debido a las condiciones de la misma, perjudicando la continuidad del camino para las personas que lo transitan, viéndose afectados principalmente los trabajadores que tienen a sus hijos en el CDI, los estudiantes e investigadores por tener que caminar por veredas para poder acceder al IGG- CIGEO y laboratorio de Geotecnia.

En vista de tal problemática, se hace necesario el diseño estructural de la carpeta base, sub- base y pavimento asfáltico, ya que en la actualidad cuenta con el diseño geométrico realizado por Tirado (2012), esperamos que con este diseño se haga factible la inversión y se realice la ejecución física de esta vía, para así mejorar las condiciones de acceso UNAN-RURD, CDI, IGG- CIGEO, entre otros. Ejemplo futuro, laboratorio de física de radiación, el cual se está construyendo en el costado Norte del área de transporte UNAN-Managua.

1. Aspecto Generales

Con la elaboración de esta investigación se pretende proporcionar un diseño de la estructura de la vía para que ayude a crear el escenario adecuado para una inversión que ayude en la ejecución de este proyecto.

Otro factor es la poca oportunidad de realizar proyectos integrados de ingeniería que homogenicen y optimicen las soluciones de diseño para la vía de estudio. El nivel de ingeniería básica que se realizan en las vías principales no es el mismo estándar usados en estos caminos, si bien es cierto que se cuenta con el diseño geométrico no se cuenta con el diseño estructural. El cual es de vital importancia para una adecuada calidad funcional y estructural de espesores.

1.3 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El presente diseño de espesores de pavimentos están basados solamente en dos métodos de análisis, estos métodos de diseño de pavimentos flexibles son lo más utilizados en Nicaragua; el primer método propuesto es el usado por el Instituto Norteamericano del asfalto (**INA**), y finalmente el propuesto por la **AASHTO**. Para así mismo hacer una comparación de los resultados obtenidos en ambos métodos.

El presente trabajo no presenta el diseño geométrico del sitio en cuestión, puesto que se limita únicamente al diseño de espesores, teniendo en cuenta que ya existe una propuesta de diseño geométrico.

El CBR del diseño fue determinado con métodos indirectos como es el llamado Impacto de Clegg, el cual fue utilizado en campo y laboratorio en las muestras compactadas, otro método utilizado fue el Geogauce del cual se determinó también indirectamente el CBR en campo.

Este trabajo no presenta el diseño de obras de drenaje, el presupuesto o valoración económica del mismo, tampoco fue realizado un estudio de impacto ambiental.

No se realizaron pruebas a los materiales que formaran la capa asfáltica, en las que podemos mencionar pruebas de desgastes, resistencia, etc.

1. Aspecto Generales

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL.

- Diseñar espesores de pavimento flexible para vía de acceso UNAN/RURD - CDI Arlen Siu, en la UNAN-Managua.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Realizar estudio de suelo en la vía de acceso UNAN-RURD hacia CDI.
- Determinar el nivel del tránsito mediante un aforo en la vía de acceso UNAN/RURD - CDI, en la UNAN- Managua.
- Presentar una propuesta de diseño de los espesores que debe tener el tramo de vía de acceso UNAN/RURD - CDI Arlen Siu, en la UNAN-Managua”
- Realizar un análisis comparativo de los espesores, para el diseño de pavimento por dos métodos de análisis.

1. Aspecto Generales

1.5 ANTECEDENTES

El tramo correspondiente RURD – CDI, ha servido de acceso para estudiantes, investigadores y trabajadores que prestan los servicios al CDI de la UNAN. En tiempos de invierno, es inaccesible ya que agentes externos lo deterioran a tal punto que no permite poder acceder por esa vía, debido a saturación y degradación de los suelos.

En 2003 fue realizado un levantamiento topográfico de la UNAN, por AYESTAS ING. CONSULTORES, pero fue solo hace unos años que por gestiones del asesor legal del CDI debido a quejas, que se solicitó mantenimiento correspondiente para solucionar o minimizar dicha problemática.

En respuesta de esta situación se hizo un levantamiento topográfico del sitio en cuestión para así mismo hacer la propuesta del diseño geométrico de la vía de acceso UNAN – CDI ARLEN SIU, la cual fue realizada por Tirado (2012). Esta vía no cuenta con el diseño estructural hasta el presente estudio.

En julio del 2012 para dar respuesta de inmediato la alcaldía de Managua reparó el tramo colocando material mejorado en la vía de acceso UNAN- CDI, y asegurando que el terreno estaba listo para poner cualquier tipo de carpeta de rodamiento en la vía, pero esta se está deteriorando por las últimas lluvias y de seguir con los mismo problemas, la vía pronto será intransitable por los vehículos.

No siendo así el caso de la vía de acceso que lleva desde la entrada principal hacia RURD, esta carretera es pavimento articulado, tienes las condiciones y mantenimientos necesarias de una carretera de su tipo, por tal razón se le da menos importancia a la vía en estudio ya que no siendo menos importante debería tener las misma condiciones para que así mejorara el acceso a ciertas áreas de la UNAN-RURD.

2.1 Definición, función y característica de un pavimento flexible.

El pavimento es un sistema que está caracterizado por las propiedades, espesores y acomodo de distintos materiales que forman un conjunto de capas colocadas una sobre otra. Este conjunto de capas, se apoyan en una de nombre "Subrasante", que está constituida en ocasiones por el terreno natural (cuando este es de buena calidad), o bien, por un material seleccionado. Esta capa subrasante, debe soportar las cargas producidas por el tránsito vehicular, principalmente, dentro de un periodo de tiempo determinado (periodo de proyecto), sin sufrir deterioros o deformaciones que afecten la integridad del pavimento. Esta capa es considerada como la cimentación del pavimento (Arriaga, 2009)

Según Rico et al (2000), el pavimento tiene una serie de funciones, las cuales se describen a continuación:

- ◆Proporcionar una superficie de rodamiento seguro, cómodo y de características permanentes, bajo las cargas repetidas del tránsito a lo largo del periodo de diseño considerado.

- ◆Resistir el tránsito previsto para el periodo de diseño y distribuir las presiones verticales producidas por las cargas del tránsito, de tal forma que solo llegue una mínima porción de estas cargas a la capa subrasante, para que esta sea capaz de soportarlas.

- ◆Constituir una estructura que sea capaz de resistir los factores climatológicos del lugar en el que es construido; en especial factores como el agua y la temperatura, ya que son estos los que producen efectos más adversos en el comportamiento de los materiales que constituyen el pavimento.

Montejo (2002), dijo que un pavimento para cumplir adecuadamente sus funciones debe reunir los siguientes requisitos:

- ◆Ser resistente a la acción de cargas impuestas por el tránsito.

2. Marco Teórico

- ♦ Ser resistente ante los agentes de intemperismo.
- ♦ Presentar una textura superficial adaptada a las velocidades previstas de circulación de los vehículos, por cuanto ella tiene una decisiva influencia en la seguridad vial. Además debe ser resistente al desgaste producido por el efecto abrasivo de las llantas de los vehículos.
- ♦ Debe presentar una regularidad superficial, tanto transversal como longitudinal, que permita una adecuada comodidad a los usuarios en función de las longitudes de ondas de las deformaciones y de la velocidad de circulación.
- ♦ Debe de ser durable.
- ♦ Presentar condiciones adecuadas con respecto al drenaje.
- ♦ El ruido de rodadura, en el interior de los vehículos que afectan al usuario, así como el exterior, que influye en el entorno, debe de ser adecuadamente moderado.
- ♦ debe de poseer el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos, y ofrecer una adecuada seguridad al tránsito.

2.2 Elementos que integran un pavimento flexible, su función y características.

De acuerdo a Corro, Prado (1974), un pavimento está constituido por varias capas como ya se ha mencionado, el nombre de estas capas es en orden descendente:

- ♦ Carpeta
- ♦ Base
- ♦ Sub – base

La cimentación del pavimento está constituida por la subrasante; esta última capa se encuentra apoyada sobre otras dos en el orden siguiente:

- ♦ Subrasante
- ♦ Subyacente
- ♦ Cuerpo del terraplén

2. Marco Teórico

2.2.1 La carpeta.

Es la parte que soporta directamente el tránsito vehicular y es la capa que se encarga de brindar las características funcionales al pavimento. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y transmite los verticales hacia las capas que yacen bajo ella (Corro, Prado, 1974).

Según Corro, Prado, (1974), la carpeta es construida con mezclas asfálticas (en frío) o concreto asfáltico (en caliente), la carpeta además puede contener algún agente modificador para mejorar alguna característica, de acuerdo a la temperatura o a la intensidad pluvial de la zona en la que se construya.

De acuerdo a las normas de la NIT-SCT, los materiales pétreos a las mezclas asfálticas para la construcción de carpetas pueden ser naturales seleccionados o sujetos a tratamientos de disgregación, cribado, trituración o lavado.

Según el tipo de mezcla asfáltica que se emplee, los materiales pétreos se clasifican como se muestra a continuación:

- a) Mezclas asfálticas de granulometría densa.
- b) Mezclas asfálticas de granulometría semi-abierta.
- c) Mezclas asfálticas de granulometría abierta.
- d) Mortero asfáltico.
- e) Carpetas por el sistema de riegos.

Cada una de las clasificaciones anteriores tiene un uso, el cual esta anotado en la misma norma de la SCT; además para cada caso, la secretaría también indica los requisitos de calidad con los que deben cumplir los materiales pétreos (NIT-SCT, 2009).

2.2.2 La base.

De acuerdo con la SIECA (2002), la capa de pavimento tiene como función primordial, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la sub-

2. Marco Teórico

base y a través de esta a la subrasante, y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura. Las bases especificadas son las siguientes:

Base Granular.

Material constituido por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien por una combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural. Todos estos materiales deben de ser clasificados para formar una base integrante de la estructura de pavimento. Su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma, densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso (SIECA, 2002).

a) Materiales.

De acuerdo a la SIECA (2002), debe corresponder a los tipos de graduación determinados según AASHTO T-27 y T-11. El material de base es necesario que llene como mínimo las siguientes condiciones:

1. Valor soporte (CBR) para piedra triturada y para grava (canto rodado), según AASHTO T-193, la compactación según AASHTO T-180 e hinchamiento máximo según AASHTO T 193.
2. El material debe estar libre de impurezas y residuos orgánicos.
3. La porción de agregado retenida en el tamiz No. 4 no debe tener un porcentaje de desgaste, por abrasión, según AASHTO T-96.
4. La porción que pasa el tamiz No. 40 debe tener un índice de plasticidad según se indica en AASHTO T-90 y un límite líquido mayor al indicado en AASHTO T-89.
5. El porcentaje que pasa el tamiz No. 200, debe ser menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz No. 40.
6. El equivalente de arena no debe de ser menor a como se indica en AASHTO T-176.
7. Cuando se necesite agregar material de relleno en adición al que se encuentra naturalmente en el material triturado, para proporcionarle características

2. Marco Teórico

adecuadas de granulometría y cohesión, éste debe ser libre de impurezas y consistir en suelo arenoso, limo orgánico, polvo de roca u otro material con alto porcentaje de partículas que pasen por el tamiz No. 10.

2.2.3 La sub – base.

Es la capa construida bajo la base y sobre la subrasante, esta capa puede ser o no construida dependiendo de la capacidad de soporte de la subrasante. Su función básica es la de proporcionar una cimentación uniforme, para la correcta colocación y compactación de la base; en la medida de lo posible, debe también tener una función drenante, por lo cual esta capa debe carecer de materiales finos, la sub - base también cumple una función de transición entre la subrasante y la estructura del pavimento (Arriaga, 2009).

La sub - base está constituida por materiales granulares que se clasifican de acuerdo al tratamiento que recibieron en:

- ◆ Materiales naturales.
- ◆ Materiales cribados.
- ◆ Materiales parcialmente triturados.
- ◆ Materiales totalmente triturados.
- ◆ Materiales mezclados.

Por materiales naturales se entenderá que son las gravas, arenas, limos y fragmentos de roca muy alterada, que al ser extraídos quedan sueltos y pueden disgregarse mediante el uso de maquinaria; estos materiales después de ser extraídos no contendrán más del 5 % de partículas de diámetro mayor a 3 “, ni más del 25 % de partículas que pasen por la malla # 200 (Arriaga, 2009).

La granulometría y características de calidad con la que deben cumplir los materiales a emplearse en la construcción de sub – bases, es la que se indica en la Tabla 2.1.

2. Marco Teórico

Tabla 2.1 “características de los materiales” (Arriaga, 2009).

Característica.	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$\Sigma L > 10^6$
Limite Liquido, máximo	30	25
Índice de plasticidad, máximo	10	6
Valor soporte de California (CBR) mínimo	50	60
Equivalente de arena , mínimo	30	40
Desgaste los Ángeles, máximo	50	40
Grado de Compactación, mínimo	100	100

La granulometría requerida se indica en la figura 2.1.

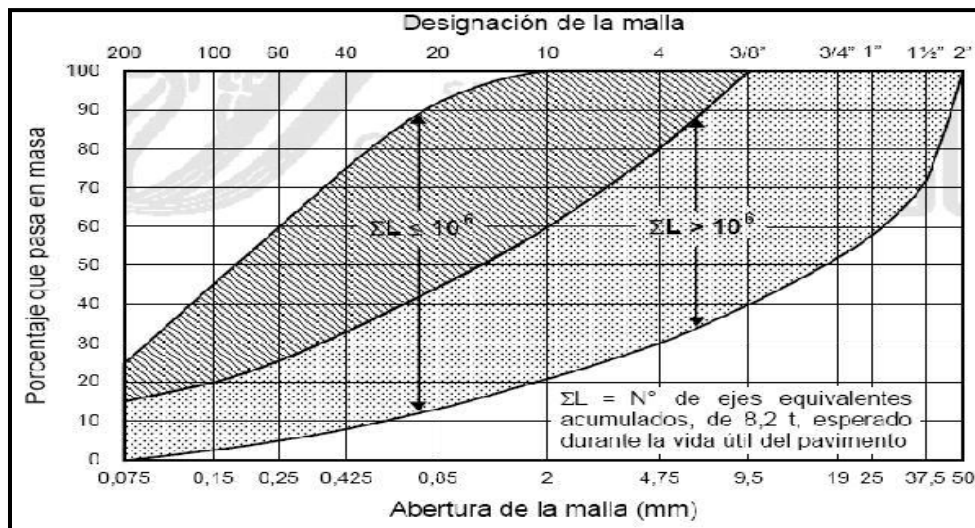


Figura 2.1 “Granulometría de los materiales” (Arriaga, 2009).

2.2.4 La subrasante.

Es la capa construida bajo la sub – base, su función es la de recibir las cargas transmitidas por el pavimento y transmitir las en forma uniforme hacia la subyacente y el cuerpo del terraplén (Arriaga, 2009).

Si esta capa es de buena calidad, el espesor del pavimento será menor, con lo cual existirá un ahorro económico, sin perder calidad en el pavimento. Está se

2. Marco Teórico

encuentra conformada con suelos naturales, seleccionados o cribados, producto de cortes o de la extracción de bancos (Arriaga, 2009).

Arriaga, (2009) dijo que de acuerdo al número de ejes equivalentes de tránsito esperados durante la vida útil del pavimento, se tendrán las siguientes consideraciones:

- ♦ Si el tránsito esperado es menor a 1 millón de ejes equivalentes, el espesor mínimo de esta capa será de 20 cm.
- ♦ Si el tránsito esperado es de entre 1 millón y 10 millones de ejes equivalentes, el espesor mínimo será de 30 cm.
- ♦ Si el tránsito esperado es mayor a 10 millones de ejes equivalentes, será requerido un diseño especial para esta capa.

Las características de calidad que deben cumplir los materiales que conformarán esta capa, de acuerdo a la norma de la SCT “N – CMT – 1 – 03, están establecidos en la tabla 2.2 (Arriaga, 2009).

Tabla 2.2 “Requisitos de calidad que deben cumplir la capa Subrasante” (Arriaga, 2009).

Característica	Valor
Tamaño Máximo; mm	76
Límite Líquido; % máximo	40
Índice Plástico; % máximo	12
Valor soporte de California (CBR); % mínimo	20
Expansión máxima; %	2
Grado de compactación; %	100±2

2.2.5 La subyacente.

Esta capa se construye bajo la subrasante y puede o no ser requerida, esto dependerá del número de ejes equivalentes de tránsito esperados durante la vida útil del pavimento. Los materiales que constituyen esta capa, son suelos y fragmentos de roca, producto de cortes o de la extracción de bancos (NIT-SCT, 2009).

2.2.6 El cuerpo del terraplén.

Su función es la de alcanzar el nivel de desplante para la construcción de la subyacente. Esta capa se construye con suelos y fragmentos de roca, producto de cortes o de la extracción de bancos, y en ningún caso deben ocuparse materiales altamente orgánicos y/o producto de despalmes (NIT-SCT, 2009).

2.3 Transito como variable de diseño.

De acuerdo al MTI (2008), para el dimensionamiento de un pavimento es necesario determinar los efectos que las cargas de los vehículos causarán sobre el pavimento, por lo que se debe conocer el número y el tipo de vehículos que circularan en una vía, así como la intensidad de la carga y la configuración del eje que la aplica. Con el objetivo de presentar la metodología para determinar los parámetros que se requiere para el diseño estructural de los pavimentos en las carreteras del País.

Los estudios de transito están plasmados en el manual de revisión de estudios de tránsito y en los estudios de conteos volumétricos, para los aspectos de diseños de pavimento se necesita conocer lo siguiente:

a) Composición: La composición de los vehículos de carga es un aspecto muy importante y para efectos del manual se debe tener en cuenta que los vehículos estén clasificados en los formatos que utiliza el sistema de administración de pavimentos de la DGP de conformidad con la tabla 2.3, como se puede observar en dicha tabla la Norma establece que el peso bruto máximo total por vehículo < 41,000Kg (MTI, 2008).

Una tabla simplificada para motivos de la investigación de espesores se podría establecer de la siguiente manera en base a los tipos de vehículos, el número de llantas y el número máximo de kilogramos permitidos como la que aparece en las Tablas 2.3 y 2.4.

2. Marco Teórico

b) Estadística: Se trata de los valores obtenidos para el tránsito actual proveniente de los valores investigados en el sistema nacional de Administración de pavimentos que administra la DGP en la red de estaciones de tránsito a nivel nacional. Esta red clasifica los vehículos de tal manera que se pueden obtener valores acerca de la composición vehicular.

c) Proyección: Cuando se hacen estudios para el futuro es preciso elaborar las respectivas proyecciones teniendo en cuenta los valores investigados en el estudio de factibilidad. En la tabla 2.3 se muestra principales vehículos utilizados en los estudios de diseño de pavimentos (MTI, 2008).













**Tabla 2.3 “Principales vehículos utilizados en los estudios de diseño de pavimentos”
(MTI, 2008)**

EJES	LLANTAS	KILOGRAMOS
C-2	6	13,500
C-3	10	21,000
C-4	14	25,000
T2-S1	10	23,000
T2-S2	14	30,000
T3-S2	18	37,000
T3-S3	22	41,000

En la tabla 2.4 se detalla las cargas permisibles y de los pesos máximos permisibles por tipo de vehículos.

2. Marco Teórico

Tabla 2.4 “Diagrama de cargas permisibles y pesos máximos permisibles por tipo de vehículos” (MTI, 2008).

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMA DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						Peso Maximo Total(1) ton. Met.
		1 er. Eje	2 do. Eje	3 er. Eje	4 to. Eje	5 to. Eje	6 to. Eje	
C2		4.50	9.00					13.50
C3		5.00	16.00					21.00
			8.00	8.00				
C4		5.00	20.00					25.00
			6.67	6.66	6.66			
T2-S1		5.00	9.00	9.00				23.00
T2-S2		5.00	9.00	16.00				30.00
				8.00	8.00			
T2-S3		5.00	9.00	20.00				34.00
				6.67	6.66	6.66		
T3-S1		5.00	16.00		9.00			30.00
			8.00	8.00				
T3-S2		5.00	16.00		16.00			37.00
			8.00	8.00	8.00	8.00		
T3-S3		5.00	16.00		20.00			41.00
			8.00	8.00	6.67	6.66	6.66	
C2-R2		4.50	9.00	4.0 a	4.0a			21.50
		4.50	9.00	6.5 b	6.5 b			26.50
C3-R2		5.00	16.00		4.0 a	4.0 a		29.00
		5.00	8.00	8.00	6.5 b	6.5 b		34.00
C3-R3		5.00	16.00		4.0a	5.0a	5.0a	35.00
		5.00	8.00b	8.00b	6.5b	5.0b	5.0b	37.50

NOTA: El peso máximo permisible será el menor entre el especificado por el fabricante y el contenido en esta columna.

a: Eje sencillo llanta sencilla

b: Eje sencillo llanta doble

2.3.1 Niveles del tránsito.

Los métodos usuales para el diseño de pavimentos asfálticos consideran esta variable en términos de repeticiones de ejes de 80 kN en el carril de diseño, cuya valoración con cierto grado de confiabilidad exige un conocimiento más o menos preciso de la magnitud de las cargas pesadas circulantes, a efectos de establecer su respectiva equivalencia con el eje patrón de diseño (I.N.V, 1998).

Los pavimentos se diseñan en función del efecto del daño que produce el paso de un eje con una carga y para que resistan un determinado número de cargas aplicadas durante su vida útil. Un tránsito mixto está compuesto de vehículos de diferente peso y número de ejes y que para efectos de cálculo se les transforma en un número de ejes equivalentes de 80 kN o 18 kips², por lo que se les denominará ESAL's (ejes equivalentes), (SIECA, 2002).

2.3.2 Volúmenes del tránsito.

Para el diseño de estructuras de pavimento es necesario conocer el número de vehículos que pasan por un punto dado. Para efecto se realizan estudios de volúmenes de tránsito, los cuales pueden variar desde los más amplios en un sistema de caminos, hasta el recuento en lugares específicos tales como: puentes, túneles o intersecciones de carreteras (SIECA, 2002).

Estos aforos se realizan con el objeto de:

- ◆Determinar la composición y volumen de tránsito en un sistema de carreteras.
- ◆Determinar el número de vehículos que transitan en cierta zona o que circulan dentro de ella.
- ◆Evaluar índices de accidentes.
- ◆Servir de base para la clasificación de caminos.
- ◆Datos útiles para la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos.
- ◆Proyectar sistemas de control de tránsito.
- ◆Elaborar sistemas de mantenimiento.

2. Marco Teórico

- ◆ Establecer prioridades y técnicas de construcción.
- ◆ Determinar el tránsito futuro, etc.

El tránsito cambia según el día de la semana, cambia según la semana del mes, cambia según la estación o época del año, cambia según los días de descanso o asueto, etc. Por lo que es necesario hasta donde sea posible, contar con estadísticas de períodos largos de evaluación del tránsito, para analizar el comportamiento de los diferentes volúmenes y tipos de vehículos, que nos permitan en mejor forma evaluar las cargas que se aplicarán a la estructura de pavimento (SIECA, 2002).

Dentro de estas consideraciones también es necesario conocer las tasas de crecimiento o incremento anual del tránsito, la distribución por dirección en cada sentido del camino y si fuera en carreteras con más de dos vías, la distribución vehicular en cada una de ellas.

2.3.3 Caminos con bajo volúmenes de tránsito.

Para los estudios de volúmenes de tránsito es necesario conocer la composición de los distintos tipos de vehículos. La composición vehicular se mide en términos de porcentaje sobre volúmenes totales. Una situación bastante frecuente es la de carecer de la información de las características del tránsito en las carreteras de bajos volúmenes. Cuando este sea el caso la componente de tránsito vehicular se puede estimar con la realización de un conteo vehicular y con ajustes por estacionalidad.

Factores de distribución por carril:

Tanto para vías con alto y bajo volúmenes de tránsito se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de las dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril. Para caminos de varios carriles,

2. Marco Teórico

el de diseño será el externo, por el hecho de que los vehículos pesados van en ese carril, véase la tabla 2.5.

Tabla 2.5 “Factores de distribución por carril” (AASHTO, 1993).

Numero de carriles en una sola dirección	LD¹⁰
1	1
2	0.80 - 1
3	0.60 – 0.80
5	0.50– 0.75

2.3.4 Consideraciones para el cálculo de ejes equivalentes.

Las diferentes cargas que actúan sobre un pavimento producen a su vez diferentes tensiones y deformaciones en el mismo; los diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales, responden en igual forma de diferente manera a igual carga. Como estas cargas producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, las fallas tendrán que ser distintas (SIECA, 2002).

Según el Manual de SIECA (2002), para tomar en cuenta esta diferencia, el volumen de tránsito se transforma en un número equivalente de ejes de una determinada carga, que a su vez producirá el mismo daño que toda la composición de tránsito mixto de los vehículos. Esta carga uniformizada según AASTHO es de 80 kN o 18 Kips y la conversión se hace a través de los Factores Equivalentes de Carga LEF (Load Equivalent Factor).

El proceso de convertir un tránsito mixto en un número de ESAL's de 80 kN fue desarrollado por el Road Test de AASTHO. Para este ensayo se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas, para analizar el daño que produjeron (SIECA, 2002).

2.4 Índice de serviciabilidad de un pavimento.

Según se encuentra descrito en el Manual SIECA (2002), el valor que indica el grado de confort que tiene la superficie para el desplazamiento natural y normal de un vehículo. En otras palabras, un pavimento en perfecto estado se le asigna un valor de serviciabilidad inicial, que depende del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción, de 5 (Perfecto); y un pavimento en franco deterioro o con un índice de serviciabilidad final que depende de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del proyectista, con un valor de 0 (pésimas condiciones). A la diferencia entre estos dos valores se le conoce como la pérdida de serviciabilidad (Δ PSI) o sea el índice de serviciabilidad presente (Present Serviciability Index).

Los valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento son los siguientes:

♦ Índice de serviciabilidad inicial:

Po= 4.5 para pavimentos rígidos

Po= 4.2 para pavimentos flexibles

♦ Índice de serviciabilidad final:

Pt= 2.5 o más para caminos muy importantes

Pt= 2.0 para caminos de tránsito menor.

El índice de serviciabilidad de un pavimento, es un valor de apreciación con el cual se evalúan las condiciones de deterioro o confort de la superficie de rodadura de un pavimento.

Actualmente para medir este deterioro se utiliza el IRI (Índice Internacional de Rugosidad), para lo cual se utiliza un equipo sofisticado montado en un vehículo, el que al pasar sobre la superficie de una carretera, va midiendo los altibajos y los suma, por lo que al final se obtiene un valor acumulado en metros por kilómetro

2. Marco Teórico

(m/km) o pulgada por milla (plg/milla). Para correlacionar el Índice de Serviciabilidad y el IRI, se utiliza la siguiente fórmula (SIECA, 2002).

$$\text{PSI} = 5 \times e^{(-0.0041 \times \text{IRI})} \quad \text{Ec. (2.1)}$$

En donde:

PSI = Índice de Serviciabilidad

IRI = Índice Internacional de Rugosidad

e = 2.71828183 (base de los logaritmos neperianos)

Es de tomar en cuenta, que en esta fórmula y con estos valores, lo que se obtiene es pulgadas por milla.

En la Figura 2.2 se presenta la correlación entre PSI e IRI, en la cual ya se ha hecho la conversión a metros por kilómetro.

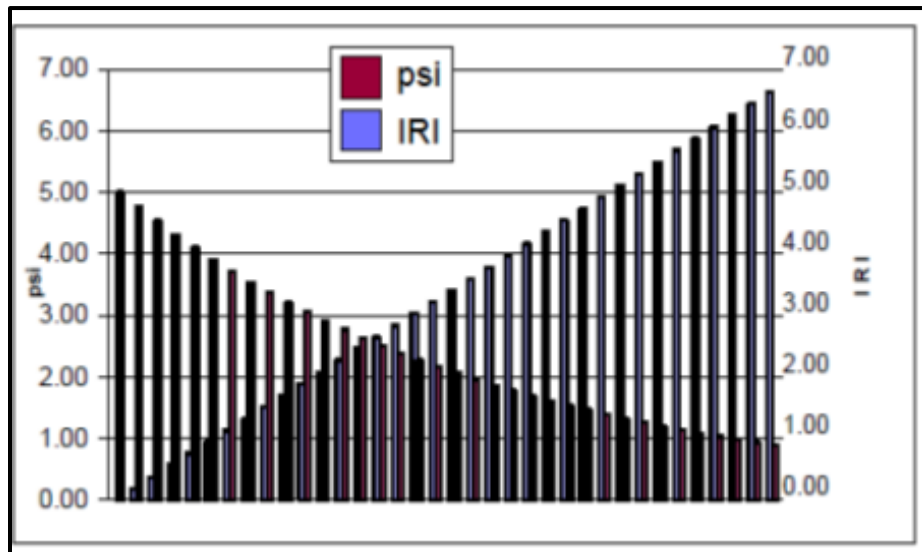


Figura 2.2. "Correlación PSI - IRI" (SIECA, 2002).

Por lo anteriormente expuesto, el Factor Equivalente de Carga (LEF's), es el valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por la

2. Marco Teórico

carga de un tipo de eje de 80 kN y la producida por un eje estándar en el mismo eje (ecuación 2.2) (SIECA, 2002).

$$LEF = \frac{\text{No.de ESAL's de 80 kN}}{\text{No.De ejes de 80 kN}} \quad \text{Ec. (2.2)}$$

Como cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEF's también cambian en función del tipo de pavimento. Por lo que, los pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEF's y que también cambia según el SN (número estructural) en pavimentos flexibles y según el espesor de la losa en pavimentos rígidos, además que también cambia según el valor del índice de serviciabilidad asumido para el diseño (AASHTO, 1993).

Entonces, para calcular los ESAL's que se aplicarán a una estructura de pavimento es necesario asumir en primera instancia, para pavimentos flexibles el número estructural (SN) que se considere adecuado a las cargas y para pavimentos rígidos el espesor de la losa que se necesita para las cargas que se van a imponer; también se tendrá que asumir el índice de serviciabilidad final aceptable, de acuerdo con los programas de mantenimiento que se considere necesario según el tipo de carretera.

La tabla 2.6 indica los diferentes LEF's para distintos tipos de cargas por eje, para distintos tipos de pavimentos y distintos índices de serviciabilidad según el Numero estructural SN, de los pavimentos.

En el manual de la SIECA (2002), se indican los diferentes factores equivalentes de carga LEF's, para distintos tipos de carga por ejes, según los diferentes tipos de pavimentos y distintos tipos de serviciabilidad.

2. Marco Teórico

Tabla 2.6 “Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, Pt=2,0”
(AASHTO, 1993)

Carga p/eje (Kips) ⁶	Numero estructurales SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.01	0.009	0.009
8	0.03	0.035	0.036	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	0.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	113	108	97	86	81	82

2.5 Estudio de suelos para carreteras de pavimento flexible.

Los estudios de suelos para carreteras deben suministrar datos suficientes del subsuelo que permitan definir las propiedades geotécnicas más importantes de los suelos y materiales por los que atraviesa el proyecto y señalar las unidades geomorfológicas a las que pertenecen. Para ello se tiene que llevar a cabo la investigación sistemática de los terrenos del trazado de la vía; junto con un estudio, más detallado, de los puntos en los que sea previsible la aparición de algún problema particular (MTI, 2008).

2. Marco Teórico

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil existe una variedad de suelos en nuestro país, sin embargo al momento que se requiere emplear uno de estos, la selección es bastante rigurosa basada primeramente en las especificaciones del diseño y por consiguiente en las normas relacionadas a la clasificación de suelos, en este caso la AASHTO. En estudios de suelos para carreteras es necesario hacer trabajos y ensayos de campo como de laboratorio los que se describen brevemente a continuación:

2.5.1 Ensayos de campo.

A igual que en laboratorio en campo se pueden realizar una serie de trabajos y ensayos, tanto para recolectar muestras como para determinar algunas propiedades de los suelos in situ. Algunos de los ensayos de campo serán enumerados a continuación:

- ◆ Sondeos manuales: los sondeos manuales son generalmente utilizados en suelos cohesivos y no cohesivos, aunque presentan limitaciones e cuanto a profundidad y dureza, no siendo aplicables para suelos rocosos o ante suelos pedregosos.

- ◆ Densidad in situ (cono y arena): Este ensayo permite obtener la densidad del terreno y así verificar los resultados obtenidos en trabajos de compactación del suelo, en las que existen especificaciones en cuanto a densidad y humedad. Entre los métodos utilizados se encuentra el de cono y arena, el cual proporciona un medio para comparar las densidades secas en obras en construcción, con las obtenidas en el laboratorio. Para ello se tiene que la densidad seca obtenida en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio, esta prueba se realiza conforme a las normas AASTHO T- 191 o bien conforme a la ASTM D 1556-82.

- ◆ Valor soporte California: El valor de soporte de California, cuyas siglas CBR viene de California Bearing Ratio fue considerada por Porter en el estado de California para estandarizar un modelo de ensaye a esfuerzo cortante para

2. Marco Teórico

determinar la resistencia del suelo y ser considerado en el diseño de un pavimento. En la actualidad existen un sin número de métodos indirectos que ayudan a calcular el CBR de los suelos, estos métodos facilitan el ensayo tanto en tiempo como en costo. En este trabajo utilizaremos dos métodos indirectos para determinar el valor de CBR de los suelos los cuales se describirán detalladamente.

2.5.2 Ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio correspondientes al estudio de suelos para carreteras se realizarán conforme a las Normas AASHTO ó ASTM y serán los siguientes:

- a) Clasificación visual de todas las muestras
- b) Ensayos de muestras representativas (Análisis del orden del 33% del total de las muestras) provenientes de los sondeos efectuados a lo largo del trazado de la vía proyectada, para su clasificación, indicando el Índice de Grupo (IG) correspondiente, para lo cual se efectuarán.

Tabla 2.7 “Ensayos de muestras representativas de los suelos” (MTI, 2008)

Tipo de Ensaye	Designación	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los suelos	T - 88	D - 422
Limite liquido de los suelos	T - 89	D - 423
Limite plástico e índice de plasticidad	T - 90	D - 424
Clasificación AASTHO	M - 145	D - 3282
Humedad	-	D - 2216
CBR (California Bearing Ratio)	T - 193	D - 1883

2.5.3 Métodos indirectos para las determinaciones del Valor de soporte California (CBR)

En este ensayo, se mide la resistencia que opone un suelo a la penetración de un pistón de 3 plg². De área en una muestra de suelo de 6 plg. (15 cm) de diámetro y 5 plg. (12.5 cm) de altura, a una velocidad de 1.27 mm/min (0.5 plg./min). La fuerza necesaria para que el pistón penetre dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración; estas fuerzas medidas, se comparan con las que se necesitan para producir iguales penetraciones en una muestra que

2. Marco Teórico

sirve de patrón, la cual es piedra partida bien graduada; la definición del CBR es como la mostrada en ecuación 2.3.

$$\text{CBR} = \frac{\text{fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en un suelo}}{\text{fuerza necesaria para producir una penetración de 2.5 mm en la M.patron}} \quad \text{Ec. (2.3)}$$

Existen métodos indirectos para la determinación del CBR, de los cuales utilizaremos dos de ellos y estos se describen a continuación.

2.5.3.1 Impacto de Clegg (relación CBR)

El martillo de Clegg fue desarrollado y perfeccionado a comienzos de los años setenta en el departamento de ingeniería civil de la Universidad del Oeste de Australia por el Doctor Baden Clegg, inicialmente en el argumento de la construcción de carreteras, para analizar cuantitativamente las propiedades de resistencia de los suelos. En 1976, este dispositivo fue introducido por primera vez en la 8^{va} Conferencia de Investigación de Carreteras de Australia. Desde entonces, ha sido considerablemente usado en Australia y Europa. En la actualidad es manufacturado en Estados Unidos y está siendo aplicado por consultores y contratistas en varias aplicaciones de los procesos de control de compactación en carreteras, caminos etc.

Desde su creación ha existido un gran interés por correlacionar el valor de impacto de Clegg (VIC) con el California Bearing Ratio (CBR), el Dr. Baden Clegg, creador del instrumento, fue el primero en relacionarlos en la conferencia geotécnica de Nueva Zelanda en el año 1980.

Esta correlación se basó en ensayos de laboratorio en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad del Oeste de Australia. La relación estaba representada por la ecuación 2.4:

$$\text{CBR} = 0.07 (\text{CIV})^2 \quad \text{Ec. (2.4)}$$

2. Marco Teórico

Desde ese tiempo existe un gran sinnúmero de datos de investigadores que interrelacionan los valores de VIC con el de CBR, Investigadores como Clegg (1980), Marthur y Coglans (1987) y Al – Moudi et al (2002) han mostrado que el valor impacto de Clegg (VIC) correlaciona bien con el CBR para una amplia variedad de materiales. Sin embargo el modelo más reciente fue el desarrollado por Al – Amoudi en el año 2002, en el cual se propuso el siguiente modelo con un coeficiente de correlación de 0.92.

$$\text{CBR} = 0.1691 (\text{CIV})^{1.695} \quad \text{Ec. (2.5)}$$

El impacto de Clegg es un sistema nuevo de control de compactación de suelos, el martillo de Clegg es un instrumento el cual consiste en maniobrar un dispositivo de uso simple el cual está compuesto por tres componentes básicos los cuales son: una masa cilíndrica con un peso determinado, un tubo hueco también cilíndrico que guía la caída de la masa cilíndrica y un dispositivo de lectura digital o pantalla medidoraa como se puede observar en la figura 2.3 (Clegg, 1986).

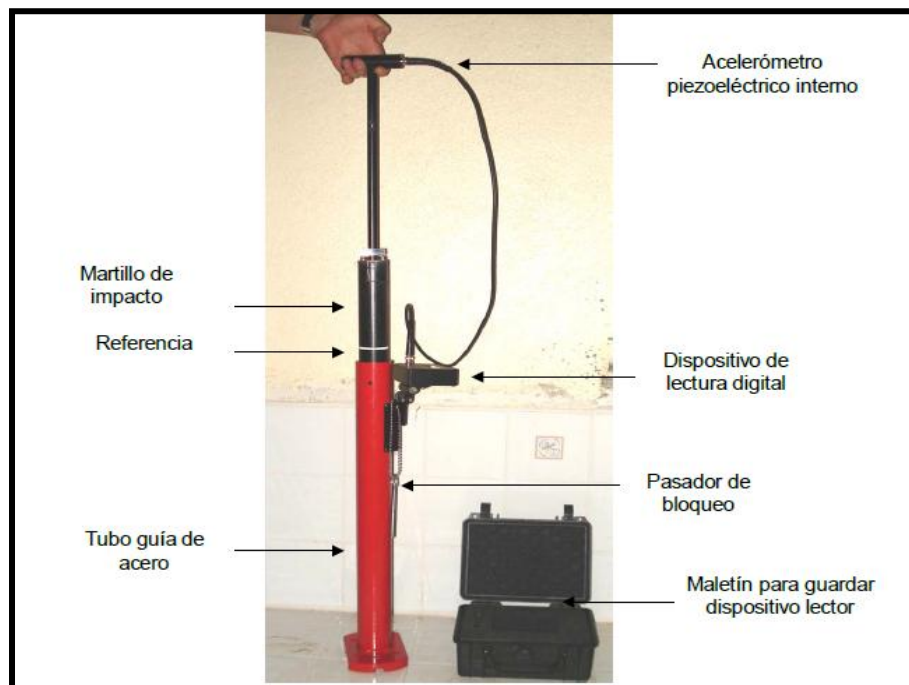


Figura 2.3 “Martillo de Clegg (VIC)” (Clegg, 1986).

2. Marco Teórico

Especificaciones del Martillo Clegg modelo H - 4190:

- ◆ Martillo Estándar de 4,5 kg (10 libras) con bolsa de lona.
- ◆ Cara de impacto de acero templado provisto de un acelerómetro piezoeléctrico.
- ◆ Construcción del martillo: Acero.
- ◆ Tubo guía grueso y con pasador de bloqueo fijado con cadena.
- ◆ Dimensiones del tubo de 610 mm altura x 152,4 mm diámetro de base (24"x6").
- ◆ Pantalla digital con batería alcalina de 9 Voltios, resolución de 1 CIV (10 gravedades); escala CIV de 0 a 100.
- ◆ Peso neto de 7.2kg (16lbs).
- ◆ Cumple con la norma ASTM D – 5874

Funcionamiento y características.

La técnica de Clegg consiste en maniobrar un dispositivo de uso simple el cual está compuesto por tres componentes básicos los cuales son: una masa cilíndrica con un peso determinado, un tubo hueco también cilíndrico que guía la caída de la masa cilíndrica y un dispositivo de lectura digital o pantalla medidora. Este dispositivo es de cómodo uso debido a que es liviano y de corto tamaño, lo que permite moverlo de un lado a otro sobre largos tramos en estudio, también es posible utilizarlo en montañas y sobre el rumbo de pavimentos.

El martillo Clegg está basado en la instrumentación del martillo de compactación de laboratorio "Proctor modificado". El martillo tiene un peso de 4.5 kg con un diámetro de 5 cm y se deja caer desde una altura estándar de 45 cm. Este instrumento está provisto de un acelerómetro piezoeléctrico que genera una lectura digital basada en la desaceleración pico del martillo al caer. El valor que registra dicho acelerómetro se le conoce como Valor de Impacto Clegg (VIC) (1 VIC equivale a 10 gravedades). La lectura del VIC registrada al cuarto o quinto golpe es el valor estándar típicamente recomendado, debido a que los valores de éste comienzan a estabilizarse en ese golpe (Clegg, 1986).

2. Marco Teórico

Para llevar a cabo un ensayo de impacto, sólo se requiere posicionar el aparato de ensayo en el lugar donde se desea realizar la prueba, se pulsa el botón on/reset del dispositivo de lectura digital y posteriormente se deja caer manualmente el martillo. El tubo guía se utiliza para controlar la caída del martillo y una referencia a la masa del martillo proporciona los medios necesarios para asegurar una altura de caída apropiada. Los ensayos se pueden llevar a cabo bien sea en el campo, o en el laboratorio con la ayuda de un molde de compactación.

Bajo costo: un ensayo de impacto requiere sólo una persona y emplea menos de un minuto en su ejecución. El valor de impacto se muestra directamente e instantáneamente en el medidor del martillo al término de un ensayo. El ensayo de Clegg puede ser realizado por el mismo supervisor o por la persona encargada del trabajo.

Principales usos del VIC obtenido con el martillo de Clegg

El martillo de impacto Clegg ha sido utilizado en el mundo entero por gobiernos locales, ingenieros consultores, contratistas, compañías de minería y construcción, laboratorios de suelos, universidades, institutos de investigación, el ejército, etc.

Para el diseño de pavimentos, el VIC es similar, en concepto, al valor de soporte California (CBR). El VIC puede ser utilizado como una alternativa al CBR en el campo o en el laboratorio en muestras sin saturar.

En construcción, los valores (VIC) provee un medio de control de procesos mediante el monitoreo del efecto de las pasadas del rodillo y verificación de la variabilidad. El porcentaje de compactación puede ser estimado mediante el cálculo del VIC necesario para lograr el nivel de densidad deseado para un material y contenido de humedad dados.

Para evaluación, el VIC puede ser usado para asegurar la resistencia adecuada, capa por capa, de la estructura del pavimento. También se puede utilizar para

2. Marco Teórico

monitorear el efecto de los cambios ambientales e investigar las fallas en el pavimento.

2.5.3.2 Geogauge (relación CBR).

El Geogauge de Humboldt es una herramienta de compactación manual portátil, esta herramienta evalúa la calidad de cada capa compactada, de manera rápida, sencilla y sin interrumpir con la construcción, este evalúa la compactación de manera no destructiva, incluso cerca de equipos de vibración para obtener resultados de inmediato, este instrumento permite una rápida corrección de las áreas que tienen problemas de compactación mientras los equipos están aun en el terreno. El Geogauge permite a los contratistas controlar el proceso de compactación para así mismo minimizar la sobre – compactación y daños de materiales. La información puede ser bajada a una PC, para documentarla, archivarla o para los análisis adicionales, por lo cual se puede decir que el Geogauge es ideal para evitar fallas prematuras.

El instrumento Geogauge pesa alrededor de 10kg (22 lbs), este mide 28 cm de diámetro aproximadamente y 25 centímetros de altura, este opera a una temperatura ambiente de 0°C a 58°C,

Este instrumento evalúa el nivel de compactación de la vía, así como las propiedades mecánicas de los materiales in situ que son importantes para la construcción, su principio de operación dinámico simula cargas de tráfico cíclicas, mide con exactitud la reacción del material bajo condiciones representativas de cargas reales. Al medir la deflexión el Geogauge muestra la rigidez estructural de la capa y el modulo Elástico/Young del material desde la superficie hasta una profundidad de 9 a 12” (2.30 a 3.10 metros). La rigidez (resistencia a la deflexión de una estructura), y el modulo de Young (resistencia a la deformación de un material), son propiedades básicas que indican como la estructura en este caso de suelo, o el material diseñado se desempeñaran.

2. Marco Teórico

Este equipo es muy eficaz para el control de calidad de la compactación de subrasantes, bases y subbases, el geogauge también puede ser utilizado indirectamente para determinar el CBR en campo e incluso para estimar módulo resiliente de los materiales.

Este instrumento a como se mencionó anteriormente puede utilizarse para evaluar la fuerza potencial de materiales empleados base, subbase y subrasante e incluyendo materiales tratados para su uso en carreteras y terraplenes. Los valores de CBR estimado en este método forman parte integrante de varios métodos de diseño para pavimentos flexibles, en particular para la determinación empírica de espesores de capa.

El geogauge puede ser aplicado en cualquier lugar que exista la necesidad de evaluar estructuralmente un material, El CBR puede ser estimado a partir de las mediciones del geogauge mediante el uso de la ecuación 2.6, donde el CBR esta dado en porcentaje (%) y K_G es la rigidez en (MN / m) determinada por el geogauge, este instrumento trabaja con un coeficiente de correlación R_2 de 0.84 para todos los datos provistos.

$$\text{CBR} = 0.0039 (8.672K_G)^2 - 5.75 \quad \text{Ec. (2.6)}$$

Esta ecuación fue establecida por el departamento de transporte de Luciana donde K_G es el valor de la rigidez que determina el geogauge para la cual la rigidez es dada de la relación que existe entre la fuerza y la deformación obtenida por la fuerza aplicada. En la actualidad el geogauge es muy utilizado para determinar los valores de soporte california en campo, ya se para bases estabilizadas, subrasantes, e incluso para determinar el módulo de resiliencia de los materiales y la capa asfáltica.

En la figura 2.4 se puede observar una breve descripción del equipo necesario para la utilización del geogauge distribuido por la Humboldt.

2. Marco Teórico

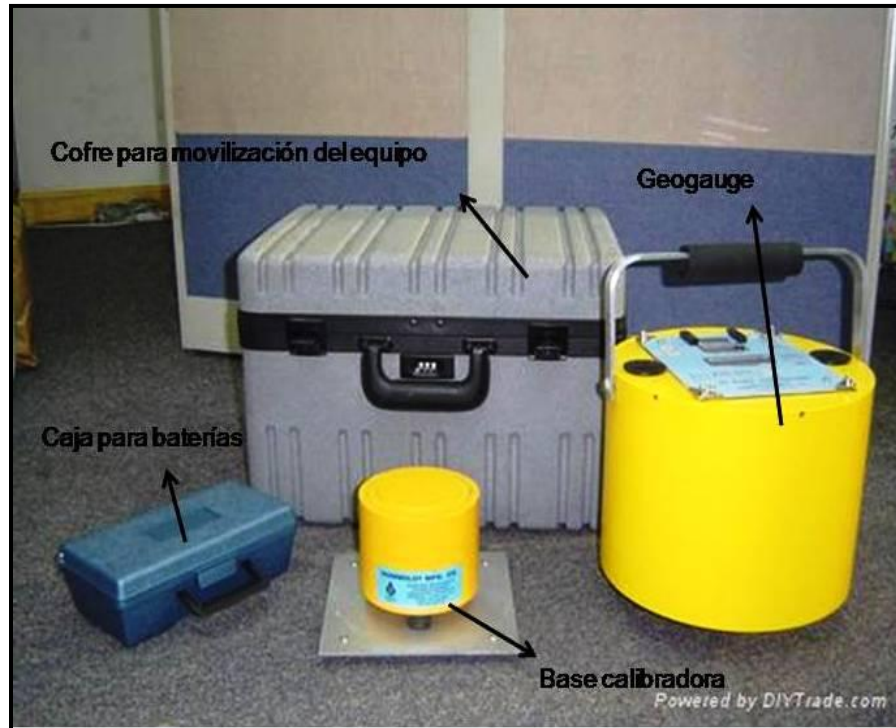


Figura 2.4 "Equipo para correlación de CBR, Geogauge" (Humboldt, 2007).

Especificaciones técnicas del Geogauge H4140.

- ◆ Cumple con las normas ASTM D – 6758
- ◆ Panel de pantalla: pantalla LCD con teclado de funciones de membrana y puerto de comunicación infrarrojo.
- ◆ Rango de rigidez de 3 a 70 MN/m
- ◆ Rango de modulo de Young de 26 a 610 MPa
- ◆ Rango de medición de profundidad de 9 a 12"
- ◆ Temperatura de operación de 0°C a 58°C temperatura ambiente
- ◆ Fuente de poder: 6 baterías alcalinas de 1.5 voltios, alcanza de 1,000 a 1,500 mediciones
- ◆ Peso de 22 lbs (10 kg)
- ◆ Vibración $< 1.27 \times 10^{-6}$ m (< 0.0005 in.) @ 125 Hz

Funcionamiento del Geogauge.

El geogauge muestra en la pantalla dos datos esenciales como lo es la rigidez (modulo de rigidez) y el modulo de Young (modulo de elasticidad), resultante de la

2. Marco Teórico

fuerza impartida al suelo y la desviación resultante de la superficie. Este instrumento imparte muy pequeños desplazamientos al suelo, en 25 frecuencias estables entre 100 a 196 hertz. Todo este proceso dura aproximadamente 75 segundos. Tomando en cuenta que los datos de modulo de rigidez y modulo de Young están dado según las siguientes expresiones:

(Rigidez trasversal o modulo de corte) (ecuación 2.7)

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad \text{Ec. (2.7)}$$

Donde:

τ = esfuerzo cortante

γ = deformación cortante

(Módulo de Young o módulo de Elasticidad) (ecuación 2.8)

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Ec. (2.8)}$$

Donde:

σ = presión ejercida sobre el área

ε = deformación unitaria.

Antes de usar el equipo es necesaria su calibración, para esto se hace uso de la base calibradora para garantizar su funcionamiento. La calibración del equipo se hace de manera práctica y sencilla por lo que no amerita un técnico que lo realice, la base calibradora pesa aproximadamente 10 kg.

Para calibrar el equipo se coloca el geogauge en la base calibradora, a igual manera que en la superficie del terreno, este se rota para asegurar su estabilidad en la base calibradora, se toman de 3 a 5 lecturas, y los resultados deben de ser de $-9.3 \pm 5\%$, en otras palabras la rigidez de la base debe de andar en (-8.8 a -9.8) (N/m) el signo negativo representa la masa. Una vez calibrado el equipo se puede proceder a utilizar el equipo en el Campo.

2. Marco Teórico

El geogauge debe de ser colocado en el suelo para hacer una medición con poco o sin preparar la superficie, pero es necesario ubicarlo en una superficie bastante plana para que la placa inferior del geogauge haga contacto completo con la superficie, es necesario rotarlo ligeramente para lograr una buena estabilidad entre el geogauge y el suelo.

El geogauge muestra y registra los datos en la memoria con capacidad suficiente hasta para un día de trabajo, este instrumento utiliza pilas sencillas y comunes de 1.5 voltios.

Principales aplicaciones del geogauge in situ.

- ◆ El aparato es apto para el monitoreo y cuantificación de la resistencia de la cal, el cemento, ceniza muy fina y materiales estabilizados para facilitar la construcción.
- ◆ Para el control y mejoramiento de la uniformidad de cada capa para un costo de mantenimiento más bajo y de mayor durabilidad.
- ◆ Es aplicable para la determinación de módulo resiliente de los materiales empleados para base y subbase.
- ◆ Para cuantificar la ganancia o pérdida de resistencia del suelo por el transcurso del tiempo.

En la figura 2.5 se puede observar la relación que existe entre los valores de rigidez encontrados a través del equipo geogauge con respecto a los valores de CBR de los suelos.

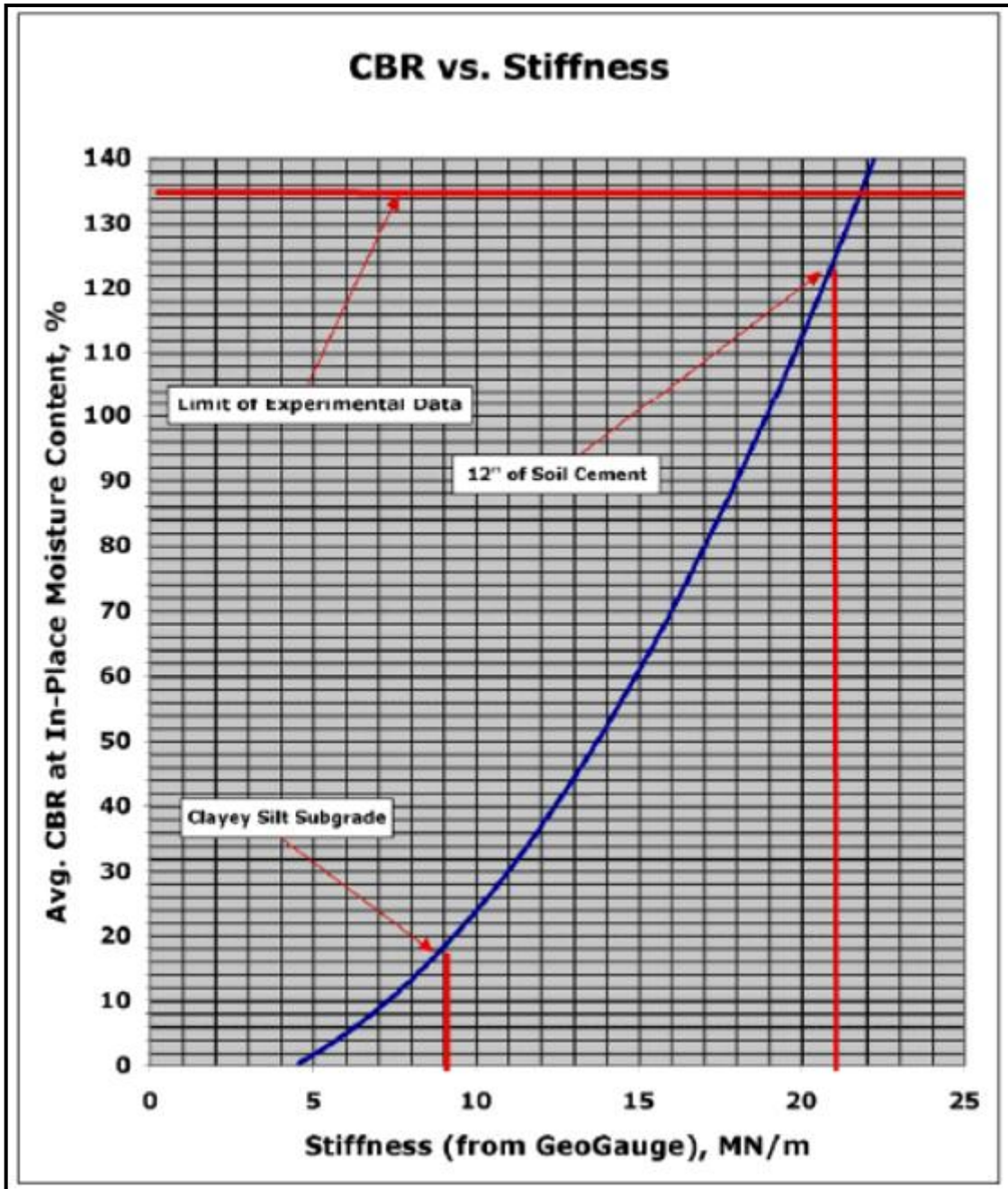


Figura 2.5 "Relación CBR Vs Rigidez, Geogauge" (Humboldt, 2007.)

2.5.4 Módulo de resiliencia (M_r) para pavimentos flexibles.

Este ensayo se desarrolló con el objeto de analizar la propiedad que tienen los materiales de comportarse bajo cargas dinámicas como las ruedas de tránsito. Una rueda al moverse transmite fuerzas dinámicas a todas las capas de pavimento incluyendo a la subrasante y como reacción a estas fuerzas, cada capa

2. Marco Teórico

de pavimento se deforma; el resultado de estas fuerzas de reacción varía desde un valor muy bajo hasta su máximo, en un período muy breve, ya que está en función de la velocidad y peso del vehículo.

Este ensayo no es destructivo de la muestra, ya que estas no fallan durante el análisis. Dichas muestras son de forma cilíndrica y se colocan en una cámara triaxial, la cual permite ejercer innumerables presiones de confinamiento a la muestra; con un dispositivo especial es posible aplicar cargas pulsantes de diferente magnitud y duración. En dicho ensayo se registra la deformación sufrida por la muestra (AASHTO, 1993).

En el método de AASHTO (1986 y 1993), el módulo de resiliencia reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. El módulo de resiliencia es una medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento.

En el diseño de espesores de una estructura de pavimento flexible, el método del instituto del asfalto, considera como parámetro fundamental la evaluación de los materiales para obtener el módulo de resiliencia (MR).

Como no es fácil tener el equipo para llevar a cabo este tipo de pruebas, se han establecidos factores de correlación entre el módulo de resiliencia (MR) y la prueba del CBR (AASHTO T-193). Los valores obtenidos son bastante aproximados.

Para calcular el módulo de resiliencia a partir del CBR se el instituto nacional de asfalto recomienda las siguientes formulas empíricas (ecuación 2.9 a 2.11):

$$MR = 1500 \times CBR \quad \text{para } CBR < 7.2\% \quad \text{EC. (2.9)}$$

$$MR = 3000 \times CBR^{0.65} \quad \text{para } CBR \text{ de } 7.2\% \text{ a } 20\% \quad \text{EC. (2.10)}$$

$$MR = 4326 \times \ln CBR + 241 \quad \text{para suelos granulares} \quad \text{EC. (2.11)}$$

2. Marco Teórico

Es muy importante hacer notar que tal correlación solo son aplicables a material de la capa de la subrasante, ya que no se usan para materiales granulares que se consideran emplear en las capas de base y sub base.

2.6 Descripción de los métodos usados para diseño de pavimentos flexible.

En la actualidad existen muchos métodos para diseño de pavimentos flexibles, algunos mas usuales que otros según criterio del diseñador, pero solo haremos mención de algunos, esto no significa que los otros métodos sean menos importantes, entre ellos tenemos los que se describen a continuación.

2.6.1 Método de Diseño del Instituto Norteamericano de Asfalto (INA)

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, editado en 1991 y publicado en 1993, presenta algunos cambios significativos, respecto a los métodos anteriores para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de ese organismo. Sin embargo, se reconoce que por los avances en la tecnología de los pavimentos asfálticos, se requieren más conocimientos sobre las propiedades de los materiales para las necesidades actuales de los sistemas carreteros, por lo que el método vigente, probablemente requiera revisión e implementación futuras.

Los espesores y características de las diversas capas de la estructura, se determinan de tal forma que se cumplan dos condiciones básicas: que las deformaciones por tracción producidas en la fibra inferior de las capas asfálticas y las deformaciones verticales por compresión en la parte superior de la subrasante no superen los valores admisibles (Montejo, 2002).

De acuerdo a Montejo (2002) las variables de diseño son las siguientes:

a) El tránsito: De importancia fundamental se considera el número y peso de las cargas por eje que se esperan serán aplicadas al pavimento durante su período de

2. Marco Teórico

vida, es por ello que es necesario para el análisis del tránsito, el conocimiento del número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas que se esperan en el carril de diseño y durante el período de diseño.

Según el manual de la SIECA, (2002) “la vida útil de un pavimento” ó “Período de Análisis”, es el tiempo que transcurre entre la construcción del mismo y el momento en que este alcanza las mínimas condiciones de transitabilidad y se puede extender de forma indefinida por medio de la colocación de sobre-carpetas u otras acciones de rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta debido a cambios significativos como:

- ♦ Pendiente
- ♦ Alineamiento geométrico.
- ♦ Otros factores.

Como los vehículos tipo camión son los que más daño ocasionan en las carreteras, se debe considerar este tipo de flujo vehicular sobre el carril de diseño, por lo que se utilizan los valores dados en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 “Factor de distribución por carril”, (AASHTO, 1993.)

Número de carriles en ambas direcciones	Porcentaje de camiones en el carril de diseño
2	50
4	45
6 a mas	40

b) Subrasante: El Instituto del Asfalto en sus gráficas de diseño exige el conocimiento de la resistencia de la subrasante la cual se determina por medio del módulo de resiliencia (M_r), según ensayo propuesto y teniendo en cuenta que muchas organizaciones carecen de esta clase de equipo, se han establecido factores para determinar el M_r mediante correlaciones con los métodos normales para la determinación de los valores, como son el CBR o el valor R, pues, estos son los de más amplio conocimiento del común de los ingenieros y técnicos, a

2. Marco Teórico

través de las siguientes relaciones propuestas por el Instituto del Asfalto que van de (ecuación 2.12 a 2.15)(Montejo, 2002).

$$Mr \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 100 \text{ CBR} \quad \text{Ec. (2.12)}$$

$$Mr \text{ (MPa)} = 10.3 \text{ CBR} \quad \text{Ec. (2.13)}$$

$$Mr \text{ (Lb/pulg}^2\text{)} = 1.500 \text{ CBR} \quad \text{Ec. (2.14)}$$

$$Mr \text{ (MPa)} = 7.963 + 3.826 R \quad \text{Ec. (2.15)}$$

Las expresiones anteriores no son aplicables a subbases o bases granulares. Las correlaciones anteriores son aplicables a materiales clasificados como CI, CH, ML, SC, SM Y SP, o para materiales cuyo módulo resiliente se estime en 207 MPa (30.000 lb./pulg²), o menores. Para valores del módulo resiliente, mayores, se requieren ensayos de laboratorio.

c) Materiales para construcción de pavimentos.

En cuanto a la rodadura, el método considera la utilización de mezclas asfálticas del tipo concreto asfáltico y en uno de sus casos, tratamiento superficial doble.

Las bases pueden ser en concreto asfáltico, estabilizadas con emulsión asfáltica o granulares. Las bases estabilizadas con emulsiones asfálticas corresponden a tres tipos de mezcla, según la clase de agregados utilizados.

- Tipo I. Mezcla de emulsiones asfálticas con agregados procesados, densamente graduados.
- Tipo II. Mezcla de emulsiones asfálticas con agregados semis-procesados, de trituración, de bancos o carreteras.
- Tipo III. Mezclas de emulsiones con arenas o arenas limosas.

Es importante señalar que también el método incluye factores de medio ambiente y diferentes clases de tipos de asfalto a como se muestra en la tabla 2.9; para el caso se consideran tres diferentes temperaturas dependiendo de la región ó zona

2. Marco Teórico

en donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos (7° C), templados (15.5° C) y cálidas (24° C), ver tabla 2.9, en los cuales se utilizan concreto asfálticos desde el AC - 5 hasta el AC - 40, por lo que se recomienda la clasificación siguiente:

Tabla 2.9 “Grados de asfalto de acuerdo al tipo de clima” (INA, 1991)

Clima	Temperatura media anual del aire (TMAA)	Grado de asfalto
Frio	Menor o igual a 7° C	AC-5, AC-10
Templado	Entre 7° y 24° C	AC-10, AC-20
Calido	Mayor de 24° C	AC-20, AC-40

Para espesores mínimos en función de la cantidad de tránsito de ejes equivalentes, este método recomienda los valores que se muestran en la tabla 2.10, para superficies de rodadura construidas sobre bases granulares normales sin ningún proceso de estabilización.

Tabla 2.10 “Espesores mínimos de capas asfálticas sobre bases” (INA, 1991).

Cantidad de ejes equivalentes	Condición del tránsito	Espesores mínimos de la capa asfáltica, en cm
Hasta 10,000	Ligero	7.5
Entre 10,000 y 1,000,000	Mediano	10
Mayor de 1,000,000	Pesado	12.5 o más

Procedimiento de diseño:

El diseño del pavimento por este método requiere de la ejecución ordenada de los siguientes pasos:

a) Estimación del tránsito esperado durante el período de diseño expresado como número acumulado de ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N).

2. Marco Teórico

b) Determinación de la resistencia de los suelos típicos de subrasante. Si se emplea el ensayo CBR deberá aplicarse las expresiones antes mencionadas.

c) Elección de los tipos de base y capa de rodadura a utilizar. Para cada tipo de base elegido el método presenta una gráfica de diseño que permite determinar los espesores de las diversas capas del pavimento.

d) Espesores de Diseño

Este método del Instituto de Asfalto, proporciona para el diseño final de los espesores de una estructura de pavimento, 9 Figuras de diseño en sistema métrico decimal, y 9 Figuras de diseño en sistema inglés, las cuales cubren todas las variables que se puedan involucrar en el diseño. Las figuras se presentan en escalas logarítmicas para los siguientes parámetros:

- 1) Las tres condiciones climáticas consideradas en la Temperatura Media Anual del Aire (TMAA) de la tabla 2.9.
- 2) Total de ejes equivalentes acumulados durante el período de diseño.
- 3) Módulo de resiliencia de la subrasante.
- 4) Capa de Concreto asfáltico de una sola capa ó espesor total.
- 5) Para cuando se tiene una capa de base sin estabilizar de 15 cm (6")
- 6) Para cuando se tiene una capa de base sin estabilizar de 30 cm (12")

2.6.2 Método de la AASHTO (1993), para el diseño de la sección estructural de los pavimentos.

El actual método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodamiento se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportarán niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el período de diseño), dejando fuera

2. Marco Teórico

pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería (Rico et al, 2000).

En este trabajo únicamente se resume el procedimiento para pavimentos flexibles, con el objeto de que el usuario disponga de una metodología práctica y sencilla de uso frecuente en su ámbito de trabajo.

Para el método de AASHTO la fórmula de diseño está establecida por la ecuación 2.16:

EC. (2.16)

$$\log_{10} W_{18} = Z_r S_o + 9.36 \log_{10} SN + 1 + 0.20 + \frac{\log_{10}(\Delta PSI)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} M_r - 8.07$$

Dónde:

W18 = Número de cargas de ejes simples equivalentes de 18kips (80kN) calculadas conforme el tránsito vehicular.

Zr = Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R.

So = Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

Las variables que se tienen que considerar en este método, serán las siguientes (SIECA, 2002).

a) Variables en función del tiempo.

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

- ♦ El período de diseño.
- ♦ La vida útil del pavimento

Se recomiendan períodos en función del tipo de carreteras, que se encuentra en la guía para diseño de estructura de pavimento (AASHTO, 1993), los que se

2. Marco Teórico

pueden observar en la tabla 2.11, el cual establece periodos propuestos en función del tipo de carretera.

Tabla 2.11 “Periodo de diseño en función del tipo de carreteras” (AASTHO, 1993)

tipo de carretera	Periodo de diseño
Urbana con altos volúmenes de transito	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de transito	20 - 50 años
pavimentada con bajos volúmenes de transito	15 - 25 años
Revestida con bajo volúmenes de transito	10 - 20 años

b) Variables en función del Transito

Esta variable es la calculada en la sección 2.3 de este capítulo, que es el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips(80kN) ó ESAL´s. La conversión de una carga dada por eje a eje equivalente ó ESAL´s se hace a través de los factores equivalentes de carga (LEF's).

c) Índice de confiabilidad (%)

La confiabilidad R a como se muestra en la tabla 2.12, es la variable mediante la cual se incorpora cierto grado de certidumbre en el proceso del diseño, introduciendo un nivel predeterminado de seguridad a través del cual el pavimento será capaz de resistir las cargas de tráfico para el período que fue diseñado.

**Tabla 2.12 “Niveles de confiabilidad sugeridos para diferentes Carreteras”
(AASTHO, 1993)**

Clasificación Funcional	Niveles de Confiabilidad Recomendados	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	77 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Carreteras Locales	50 - 80	50 - 80

d) Índice de Serviciabilidad (Δ PSI).

Es la variación entre la seveciabilidad inicial y la final.

2. Marco Teórico

$$\Delta PSI = P_0 - P_t \quad \text{Ec. (2.17)}$$

e) Propiedad de los Materiales.

Son las que se valoran para obtener el módulo de resiliencia, ya que en función de éste se llega a los coeficientes de los números estructurales (SN). Estos también se pueden calcular según el CBR de la base y subbase.

f) Desviación Estándar (S_0).

Se recomienda utilizar los valores que se encuentran en la tabla 2.13, comprendidos dentro de los intervalos siguientes:

Tabla 2.13 “Valores de desviación estándar para pavimento flexible” (AASHTO, 1993)

Descripción	Valores de S_0
Para pavimentos flexibles	0.40 - 0.50
En construcción nueva	0.35 - 0.40
En sobre-capas	0.50

g) CBR para la subrasante (%).

El valor de CBR (California Bearing Ratio) de la sub rasante es el más importante de definir, dado que a través de este se obtiene el valor del MR (Módulo Resiliente) a ser utilizado en el diseño.

h) Modulo de Resilencia (Mr)

Para calcular el módulo de resiliencia a partir del CBR se han desarrollado las siguientes formulas empíricas:

$$MR = 1500 \times CBR \text{ para } CBR < 7.2\% \quad \text{EC. (2.18)}$$

$$MR = 3000 \times CBR^{0.65} \text{ para } CBR \text{ de } 7.2\% \text{ a } 20\% \quad \text{EC. (2.19)}$$

$$MR = 4326 \times \ln CBR + 241 \text{ para suelos granulares} \quad \text{EC. (2.20)}$$

2. Marco Teórico

Es muy importante hacer notar que tal correlación solo son aplicables a material de la capa de la subrasante, ya que no se usan para materiales granulares que se consideran emplear en las capas de base y sub base.

i) Consideraciones de drenaje

Un buen drenaje mantiene la capacidad soporte de la subrasante (mantiene el módulo de resiliencia cuando la humedad es estable) lo que hace un camino de mejor calidad. La calidad del drenaje es expresado en la fórmula del número estructural, por medio del coeficiente de drenaje (mx) que se encuentra expresado en la tabal 2.14, que toma en cuenta las capas no ligadas.

Tabla 2.14 “Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles (mx)” (AASTHO, 1993)

Calidad del drenaje	P = % del tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Determinación del número estructural requerido.

En la figura 2.6 se presenta el ábaco por medio del cual se obtiene el número estructural. Las variables para determinar el número estructural de diseño requerido son las siguientes:

- ♦ La cantidad estimada de ejes equivalentes (ESAL's) por carril, para el período de diseño.
- ♦ La confiabilidad (R)
- ♦ El conjunto total de las desviaciones estándar (So)
- ♦ El módulo de resiliencia efectivo
- ♦ La pérdida de serviciabilidad $\Delta PSI = P_o - P_t$

2. Marco Teórico

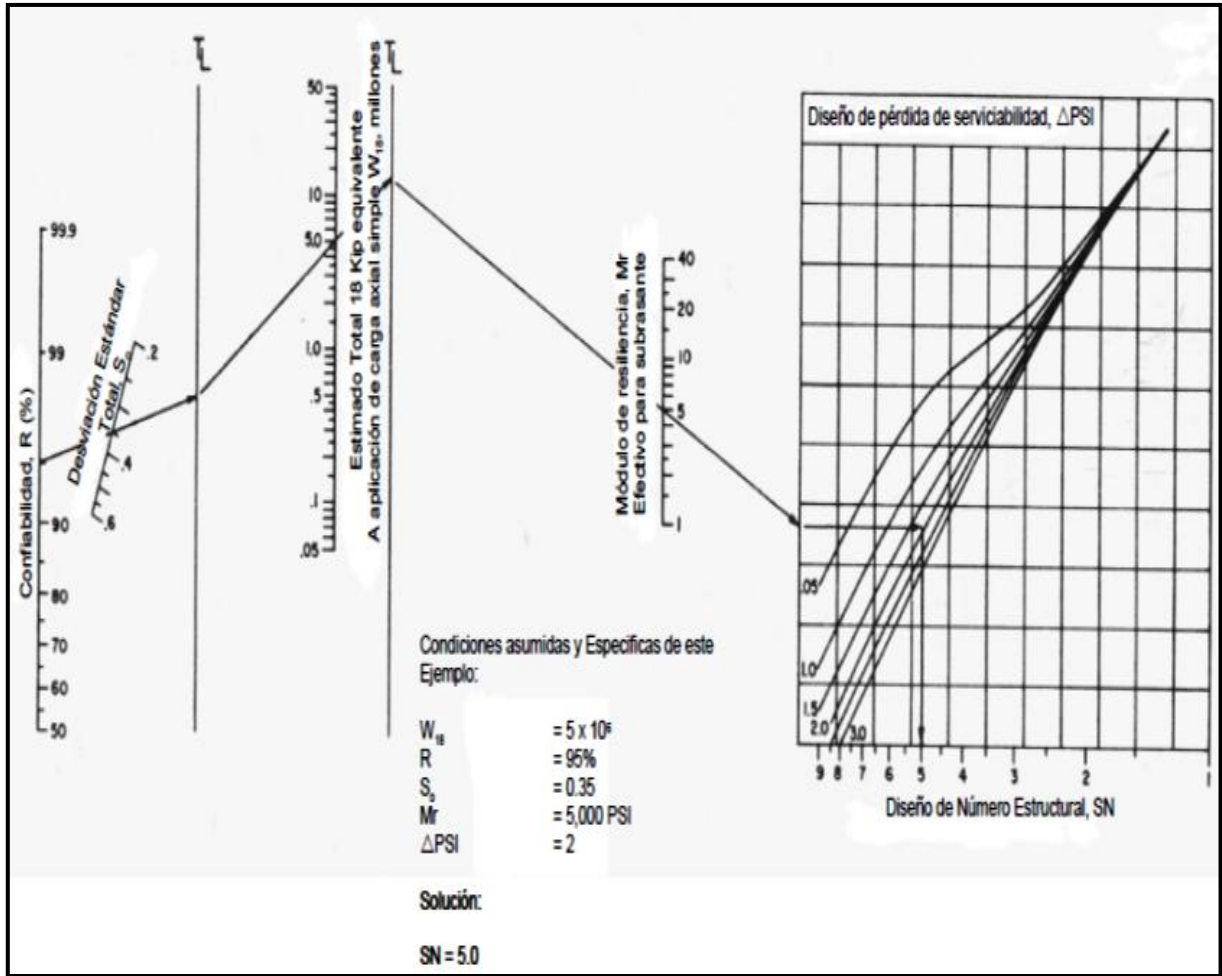


Figura 2.6 “Ábaco para el Diseño de Numero Estructural” (AASHTO et al, 1993)

La fórmula general que relaciona el número estructural (SN) con los espesores de capa es la siguiente:

$$SN = (a_1 * D_1) + (a_2 * m_2 * D_2) + (a_3 * m_3 * D_3) \quad \text{Ec. (2. 21)}$$

En Donde:

- ♦ a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales ó de capa, de la superficie de rodadura, base y subbase respectivamente.
- ♦ m_2, m_3 son los coeficientes de drenaje para base y subbase.
- ♦ D_1, D_2, D_3 son los espesores de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y subbase

2. Marco Teórico

Esta fórmula tiene muchas soluciones, en función de las diferentes combinaciones de espesores; no obstante, existen normativas que tienden a dar espesores de capas que deben ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes, por efecto de las capas superiores de mayor resistencia.

La norma que se debe considerar es las siguientes:

- ♦ Estabilidad y factibilidad de la construcción.

En la práctica no deben colocarse capas con espesores menores que los mínimos requeridos, ya que las capas con espesores mayores que el mínimo son más estables. Frecuentemente se especifica un valor mayor en el espesor de capas, con el objeto de mantener la estructura de pavimento en mejores condiciones para absorber los efectos que producen los suelos expansivos.

En la tabla 2.15 se dan valores de los espesores mínimos sugeridos para capas asfálticas y base granular en función del tránsito.

Tabla 2.15 “Espesores mínimos sugeridos” (AASHTO et al, 1993)

Numero de ESAL's	Capas Asfáltica	Base Granular
Menos de 50,000	3.0 cm	10 cm
50,000-150,000	5.0 cm	10 cm
150,000-500,000	6.5 cm	10 cm
500,000-2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000-7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Tales mínimos dependen de las prácticas locales y está condicionado el usarlos; diseñadores pueden encontrar necesario modificar hacia arriba los espesores mínimos por su experiencia obtenida; estos valores son sugeridos y se considera su uso tomando en cuenta que son capas asfálticas sobre bases granulares sin tratar.

2. Marco Teórico

Espesores mínimos en función del número estructural:

El objeto de este concepto, está basado en que las capas granulares no tratadas, deben de estar perfectamente protegidas de presiones verticales excesivas, que lleguen a producir deformaciones permanentes. El proceso se indica en la siguiente Figura 2.7.

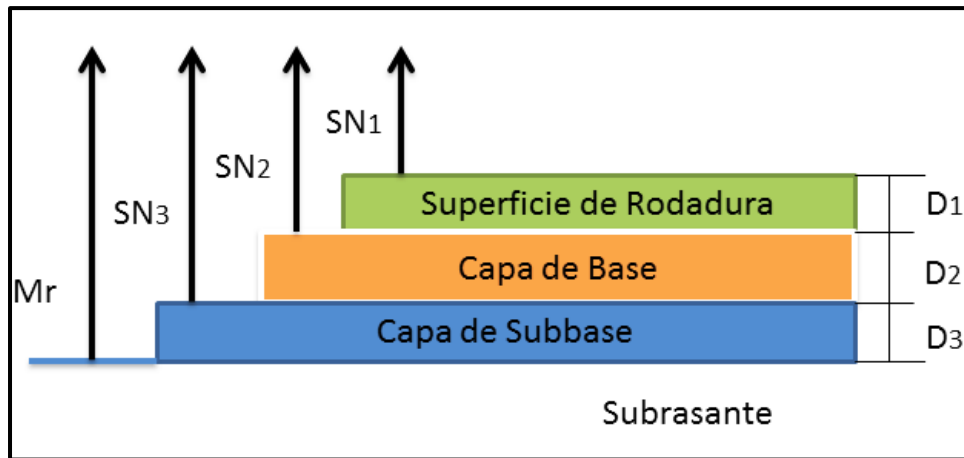


Figura 2.7 “Procedimiento para determinar el espesor” (SIECA, 2002).

Para evitar las deformaciones excesivas, los materiales son seleccionados para cada capa así: Superficie de rodadura, base granular y subbase con buen CBR, límites, etc. Para cada uno de los materiales se deben conocer los módulos de resiliencia.

Utilizando el ábaco de la figura 2.6, se pueden encontrar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada, reemplazando el módulo de resiliencia de la capa superior por el módulo de resiliencia de la capa que esta inmediatamente abajo; así, para determinar el espesor D1 de la capa asfáltica se supone un Mr igual al de la base y así se obtiene el SN1, que debe ser absorbido por dicha capa. El espesor de D1 debe ser:

$$D \geq \frac{SN1}{a1} \quad (\text{Valor mínimo requerido para la capa asfáltica}) \quad \text{Ec. (2.22)}$$

2. Marco Teórico

$$D1^* \geq \frac{SN1}{a1} \quad (\text{Valor real que debe ser usado})$$

$$SN1^* = a1 \times D1^* \geq SN1$$

$$SN1^* + SN2^* \geq SN2$$

♦a, D, m, y SN están definidos en el texto y son los valores mínimos requeridos.

♦El asterisco.*. en D ó SN indica y representa el valor actualmente usado, que debe ser igual ó mayor al valor requerido.

Se adopta un espesor $D1^*$ ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa es:

$$SN1^* = (a1) * (D1^*) \quad \text{Ec. (2.23)}$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se entra al ábaco con el M_r de la subbase y entonces se obtiene el $SN2$, a ser absorbido por el concreto asfáltico y la base. Así:

$$D2^* \geq \frac{SN1 - SN2}{a2 * m2} \quad \text{Ec. (2.24)}$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor, $D2^*$, y el número estructural absorbido será:

$$SN2^* = a2 * m2 * D2^* \quad \text{Ec. (2.25)}$$

Por último para la subbase, se entra con el M_r correspondiente a la subrasante y se obtiene $SN3 = SN$ para todo el paquete estructural calculado o sea la capa asfáltica, base y subbase. En este caso el espesor es:

$$D3^* \geq \frac{SN3 - (SN1^* + SN2^*)}{(a3 * m3)} \quad \text{Ec. (2.26)}$$

2. Marco Teórico

Se adopta un espesor ligeramente mayor $D3^*$ y se obtiene el número estructural absorbido por la subbase.

$$SN3^* = a3 * m3 * D3^* \quad \text{Ec. (2.27)}$$

Como verificación tenemos:

$$SN1^* + SN2^* + SN3^* \geq SN \quad \text{Ec. (2.28)}$$

Con el resultado que se obtiene en la fórmula (Ec...2.30) de que el número estructural total debe ser como mínimo igual ó menor a la suma de los números estructurales de cada capa, el criterio es que cada capa del paquete estructural queda protegida de los esfuerzos a los cuales va a ser sometida.

Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas que estén sobre otras que tengan un módulo de resiliencia mayor de 280 Mpa (40,000 PSI); en estos casos, el espesor de la capa colocada sobre otra que tenga estas características, deberá ser definida por el costo-eficiencia de la misma o utilizar espesores mínimos desde el punto de vista constructivo; esto quiere decir, que como la capa de abajo tiene un módulo de resiliencia alto, la capa que se coloque encima de ella deberá tener como mínimo un módulo de resiliencia igual o mayor, y se decidirá si es necesario colocarla o se utiliza el mínimo especificado.

3. Caracterización del Área de Estudio

3.1 Localización del área de estudio.

El departamento de Managua se ubica en el pacífico de Nicaragua, está situada entre los meridianos $86^{\circ}40'$ y $86^{\circ}16'$ de longitud oeste y los paralelos $12^{\circ}06'$ y $11^{\circ}43'$ de latitud norte. La ciudad de Managua es la capital de Nicaragua, país de América Central, con 1, 448,271 habitantes (ALMA, 2012).

El área de estudio, se encuentra ubicada al sur oriental de la ciudad de Managua en los terrenos de la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (UNAN-Managua), específicamente en el Recinto Universitario Rubén Darío. Este recinto tiene una extensión aproximada de 488,307m² (48 Hectáreas)(ALMA,2005), de las cuales alrededor del 40% son actualmente áreas libres (campos y áreas verdes principalmente).

El sitio de estudio forma parte de vías de acceso hacia los edificios IGG – CIGEO, El CDI y laboratorios. Esta vía tiene aproximadamente de 450 metros de longitud, se ubica en la coordenadas de Latitud $12^{\circ} 6'29.16''N$, y Longitud $86^{\circ}16'16.87''W$.

La altura en el área investigada oscilan entre 173 y 192 msnm sobre el nivel del mar. (Valores tomados con GPS manuales, con una precisión de ± 5), la figura 3.1 muestra el sitio de estudio.

3. Caracterización del Área de Estudio

Localización del sitio en estudio.

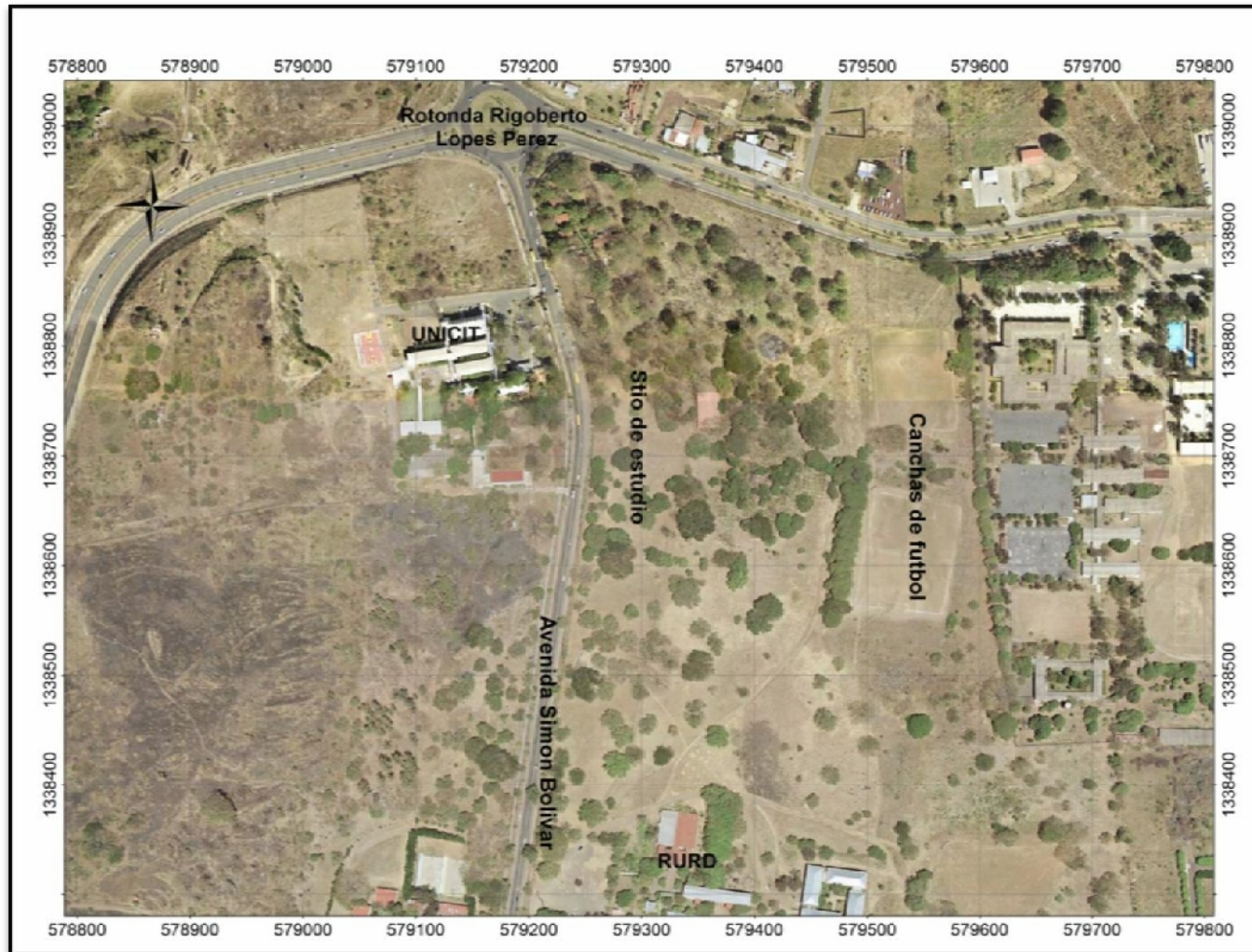


Figura 3.1 "Mapa de ubicación del área de estudio" (Caracterización de municipios de Nicaragua, 2000).

3. Caracterización del Área de Estudio

3.2 Geomorfología.

El tipo de relieve presente en la zona de la UNAN – RURD es moderado, con tendencia moderadas de pendientes hacia el Oeste y poca inclinación hacia el área Norte de la Universidad.

En el área de estudio se puede observar una superficie relativamente plana se define 1 zona de planicie suave.

Esta característica es muy importante en el modelamiento de la topografía inmediata, y también es una ventaja físico – natural a la tendencia de crecimiento de la universidad hacia el Noroeste.

Podemos observar en la figura 3.2 las curvas de nivel que trazan el área en estudio y la figura 3.3 se observa la pendiente que caracteriza la zona , la cual es de 3.40%.

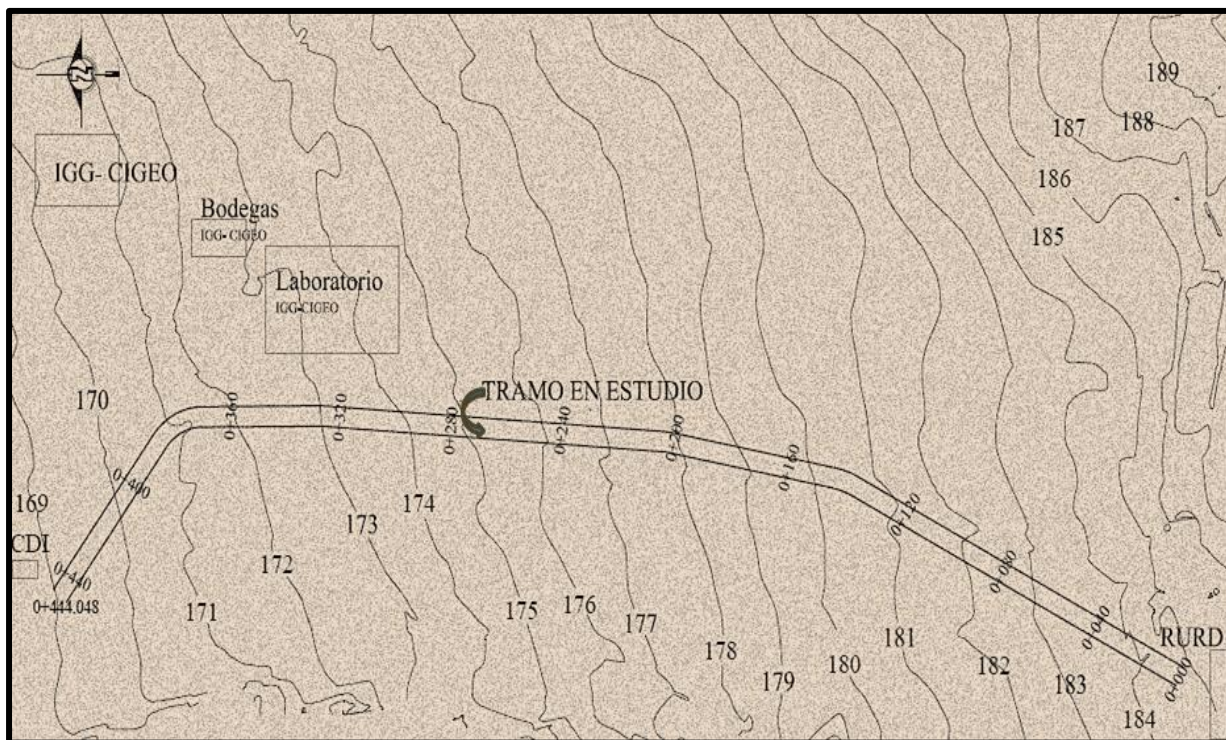


Figura 3.2 “Mapa de Curvas de Nivel del área de estudio”.

3. Caracterización del Área de Estudio

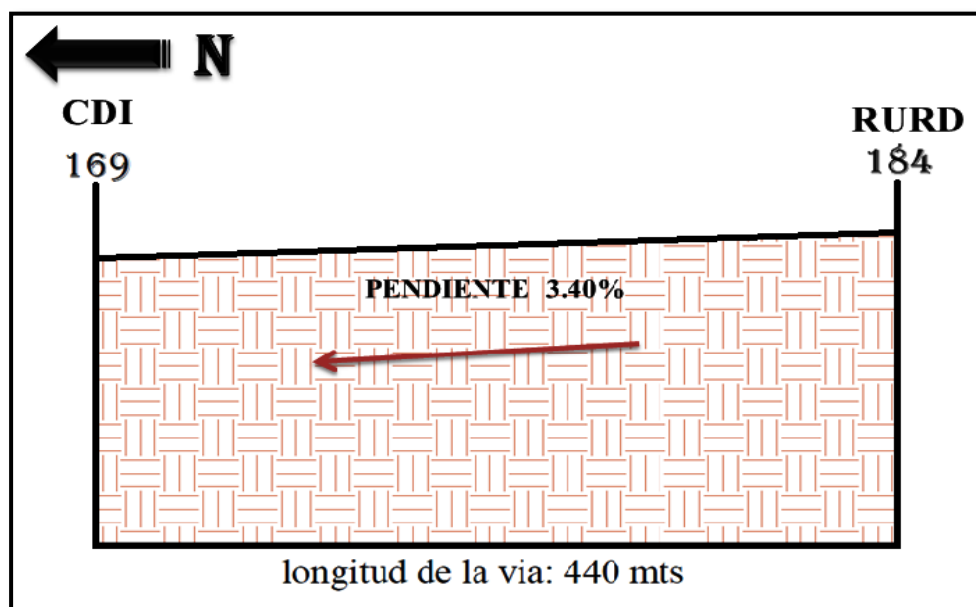


Figura 3.3 “Pendiente que caracteriza a la zona de estudio”

3.3 Geología y estratigrafía de Managua.

3.3.1 Datos Generales

Managua, capital de Nicaragua, se ubica en el suroeste de Nicaragua, específicamente en la cuenca sur del lago de Managua (Xolotlan). Con una superficie territorial de 289km² (ALMA, 2012). La altitud promedio es de alrededor de 80 m.s.n.m, el clima tropical y las temperaturas promedio oscilan entre 27° C hasta 32°C (INETER, 2002).

3.3.2 Marco geológico - estructural del área de Managua

La ciudad de Managua se ubica dentro de la cordillera volcánica entre los volcanes Apoyeque al noroeste y Masaya al sureste. En ella y en sus alrededores se reconocen numerosos y pequeños edificios volcánicos y remanentes volcánicos entre ellos podemos mencionar: Santa Ana, Asososca, Tiscapa, Ticomo, Motastepe, entre otros. (INETER, 2001).

3. Caracterización del Área de Estudio

Existe una estrecha relación entre la segmentación del frente volcánico y el emplazamiento de un complejo estructural en la zona de Managua. El proceso de estiramiento de la corteza fue lo que llevó a la formación del graben de Managua.

La Ciudad de Managua se asienta en una superficie relativamente plana, el cual es interrumpido en varios lugares por lomas, la mayoría de origen volcánico, la base sobre el cual descansa Managua pertenece a la parte Superior del Grupo Las Sierras (Hradecky, et al e INETER, 1997).

Este graben de aproximadamente de 40 km de ancho, se abre a lo largo de dos zonas distintas de fallamiento normal denominados: Sistema de falla Mateare al oeste y el sistema de Falla Las Nubes al Sur, que parecen estar ligando los dos segmentos separados del frente volcánico, el Sistema Falla Cofradía marca el límite este del graben (Hradecky, et al e INETER, 1997).

Todas las fallas presentan un rumbo promedio de NE-SW, por su longitud y desplazamiento, en el área de Managua existen cinco fallas principales, las que podemos mencionar:

- Falla Estadio,
- Falla los Bancos,
- Falla Tiscapa,
- Falla Escuela
- Falla Centroamérica

Esto según Hradecky, estas fallas han sido reconocidas por métodos indirectos de fotografías aéreas y por medio de zanjas geológicas a lo largo de ello. En la figura 3.4 se pueden observarse las diferentes fallas de Managua.

3. Caracterización del Área de Estudio

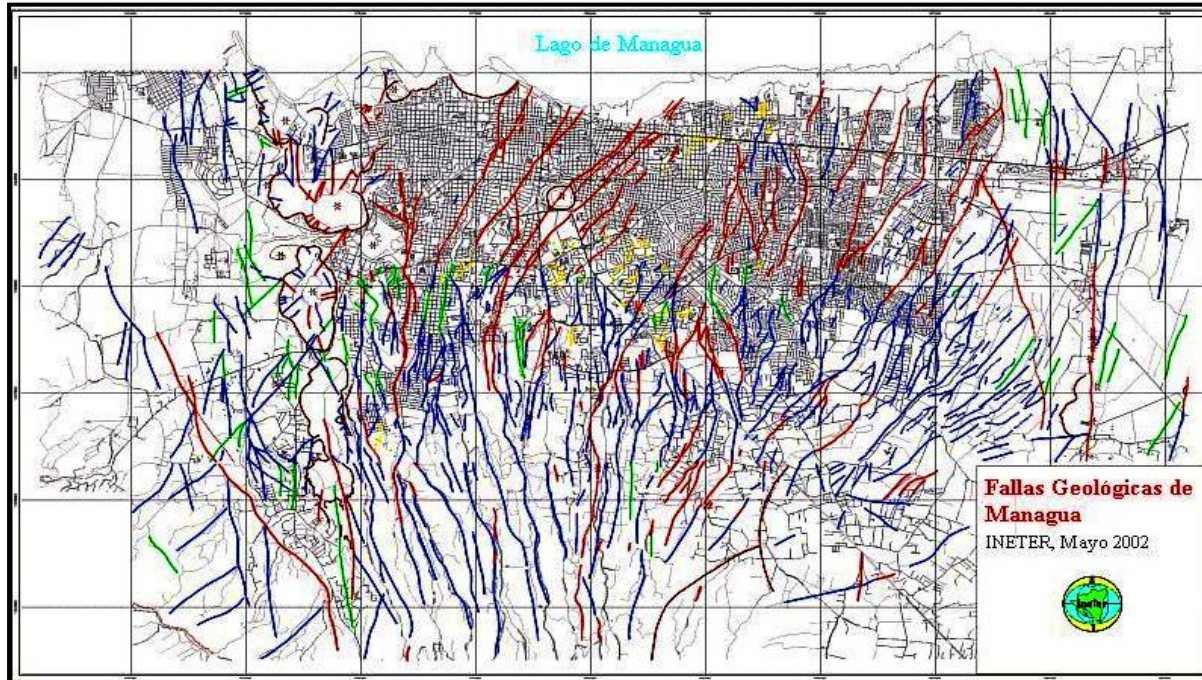


Figura 3.4 “Mapa de Fallas de Managua” (INETER, 2002).

3.3.3 Estratigrafía de Managua

Las capas geológicas en Managua son del Grupo Las Sierras y el grupo de Managua.

El Grupo Las Sierras se compone de materiales piroclásticos depositados en agua poco profunda, la capa inferior es una toba débilmente cementada intercalada con partículas de piedra pómez. Las capas superiores son de color verdosos con flujos de lodo gris, toba soldada, piedra pómez amarillenta y bien vitrificado y piroclastos endurecidos. Los piroclastos son cenizas volcánicas, lapilli, pómez y tobas conformadas de suelos fósiles. El grupo de Managua fue depositado en la cima de lo que el grupo Las Sierras. Los materiales de este grupo se consideran las capas superficiales de la ciudad de Managua (Hradecky, 2001).

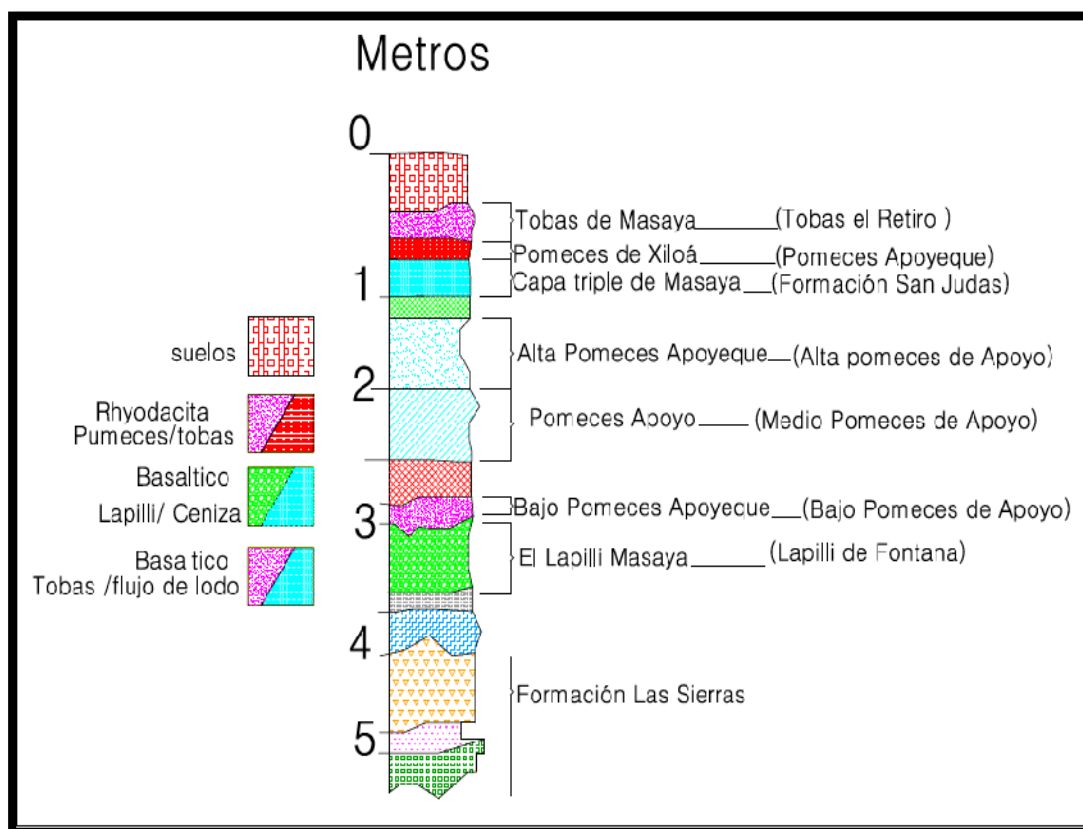
Las unidades que forman este grupo en general están separadas por capas pequeñas de suelos fósiles que indican que la actividad volcánica fue interrumpida por períodos de calma.

3. Caracterización del Área de Estudio

Las capas superficiales:

El basamento del grupo Las Sierras está cubierto por materiales piroclásticos de volcánico del Holoceno de Centro América, este es el frente volcánico, entre capas con suelos orgánicos depositados entre erupciones.

El suelo puede ser clasificado como no cohesivo principalmente limo, arena y grava con diversos grados de consolidación Figura 3.5 muestra una representación de la estratigrafía de Managua.



**Figura 3.5“Simplificado columna estratigráfica compuesta de la secuencia de Managua”
(Traducida de Bice, 1985).**

La siguiente es una breve descripción geológica de las capas superficiales de Managua, los Suelos recientes (suelos superiores) consisten en depósitos aluviales y materiales piroclásticos superficial degradado, los tipos de materiales puede ser limosos o suelos arcillosos.

3. Caracterización del Área de Estudio

La Toba de Masaya, este depósito es un material basáltico poco a moderadamente endurecidos en los límites de Managua. La toba de Masaya tiene un espesor medio de aproximadamente 40 cm y su origen es la caldera de Masaya (Rausch y Hulrich, 2010). La Pómez de Xiloá consta de tres unidades de piedra pómez blanca con un espesor total entre 0 y 40 cm. La fuente de esta unidad es la caldera Xiloá (Bice, 1985).

La capa triple de Masaya se compone de toba consolidada, intercaladas con basáltico suelto de ceniza y lapilli. El espesor promedio varía de 10 a 30 cm. La fuente de esta unidad es la caldera de Masaya (Williams, 1983).

La pómez superior de Apoyeque es una capa prominente en Managua, que consta de un metro o más de ligeramente inversa graduada, es de aire blanco con caída de la pómez y lapilli. Esta es una piedra pómez gruesa, pómez y lapilli según (Kutterolf et al 2007), la fuente de esta unidad es la caldera de Apoyeque.

Pómez de Apoyo consta de tres capas separadas por capas pequeñas de paleosuelo. La parte superior de las capas están formadas por granos finos y gruesos. La capa inferior está formada por arena y fragmentos de piedra pómez blancas (Bice, 1985).

La pómez inferior de Apoyeque es una capa delgada (10-20 cm), uniformemente clasificada, donde se encuentran e finas y lapilli de pómez blanca para ceniza gruesa. Se produce con frecuencia en Managua de 20 a 100 cm por debajo de la pómez superior de Apoyeque, una capa medio marrón arenoso del paleosuelo y a veces también está presente la piedra pómez de Apoyo.

La pómez inferior de Apoyeque aparece sólo en asociación con la pómez superior de Apoyeque y se espesa en la misma dirección. Esta unidad es de la caldera de Apoyeque (Bice, 1985).

3. Caracterización del Área de Estudio

Lapilli de Masaya (lapilli de Fontana) se caracteriza por un grueso muy disperso, por escoria negra caída de depósito de acuerdo con (Wehrmann et al 2006). Esta es la más profunda unidad en la secuencia de Managua.

En Managua la cama de lapilli es de 1-2 m de espesor, que aumenta el espesor hacia Masaya > a 4 metros porque la unidad desaparece bajo depósitos menores (Constantini et al, 2008).

3.3.4 Geología Local.

El área del presente estudio se localiza en la porción sur-oriental de Managua, cercana al sistema de fallas activas denominado: Zogaib-Escuelas (al oeste de la zona) y al ramal (al este de la zona).

De acuerdo a Estudios realizados por el CIGEO(2004), el trazo de la falla Zogaib tiene un rumbo Norte-Sur en la parte central del área, el escarpe que presenta la zona no es de mucha inclinación, la cual decrece en altura en su rumbo hacia el norte, casi desapareciendo al Suroeste de reparto San Juan. Al norte de este reparto, cambia de rumbo hacia el Noreste uniéndose con la falla Escuela con cual forma un solo sistema.

Estratigrafía del área de estudio de acuerdo a estudios realizados en el CIGEO:

➤ Suelo Moderno (Hs)

El suelo encontrado en la primera capa tiene un espesor constante de 0.20m a 0.40m, Se caracteriza por ser un suelo no consolidado, de color café oscuro, de textura fina y contiene material orgánico.

➤ Suelo fósil limoso (Hfs3)

El suelo encontrado en la segunda capa de espesor se mantiene relativamente uniforme, variando en la zona de escarpe de 0.38 metros.

3. Caracterización del Área de Estudio

Esto debido a la formación de un antiguo paleocauce. Este suelo formada por limos y tobas meteorización del EL Retiro.

➤ Toba El Retiro meteorizada(Hrt (w))

El suelo de esta capa tiene un espesor que varía entre 0.50 m a 0.90m, en dirección Este. Se encuentra intensamente meteorizada, evidenciada por el color amarillento y está formada por abundantes limos y arcilla principalmente.

➤ Suelo fósil (Hsf2)

Este suelo es de color gris oscuro con espesor de 0.10 m a 0.20 m, se caracteriza por la presencia de arena y limo de grano fino a grueso y forma un paleosuelo.

➤ Toba El Retiro (Hrt)

La principal características de esta capa es que varía de color gris a pardo, con espesor variable que oscila entre los 0.15m a 0.40 m, presenta una textura fina y la que se caracteriza por encontrarse arena fina, limos y con presencia de lapilli acrecional.

➤ Escoria San Judas (Hsj)

Esta capa presenta un espesor promedio es de 0.40 metros, en forma general, el espesor se mantiene uniforme, se caracteriza por presentar una estratificación e intercalación de materiales de ceniza, escorias, arena fina de color oscuro y toba compacta.

➤ Suelo Arenoso (Hsf1)

Esta capa presenta un espesor esta indefinido con más de 0.30 metros. Este suelo se caracteriza por el predominio de material arenoso, deleznable, de textura fina a gruesa, de color café oscuro. A continuación en la figura 3.6 se muestra la estratigrafía de la zona de estudio (CIGEO, 1999).

3. Caracterización del Área de Estudio

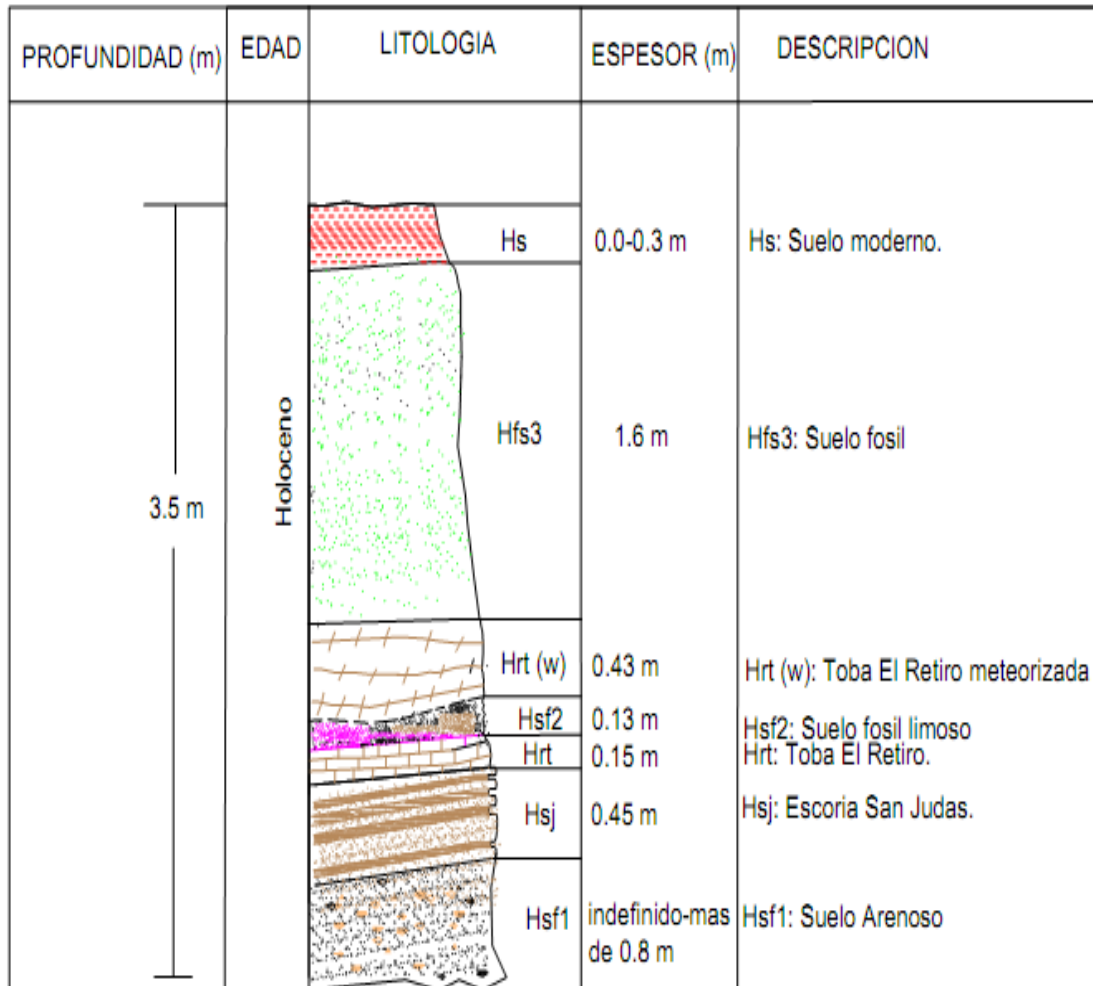


Figura 3.6“Columna Estratigrafía del área de estudio vía hacia RURD” (CIGEO ,1999).

3.4 Sismicidad.

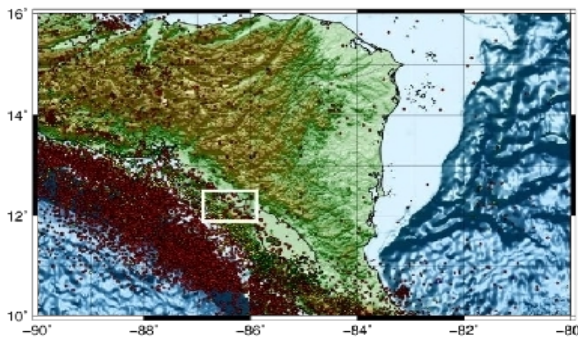
La ciudad de Managua se caracteriza por presentar una alta sismicidad. Existen dos principales tipos de sismos en esta ciudad:

- 1) Los sismos causados por actividad volcánica, como es en la zona de Apoyeque.
- 2) Los sismos asociados a fallamiento superficial.

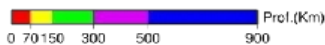
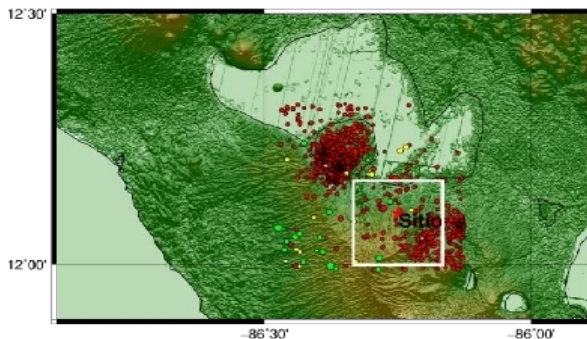
En la figura 3.7 se muestra la sismicidad de la región de Nicaragua, Managua y se observa en la parte derecha de la figura la sismicidad del área de estudio RURD (Frischbutter, 2002).

3. Caracterización del Área de Estudio

Sismicidad en Nicaragua



Sismicidad en Managua



Área de estudio

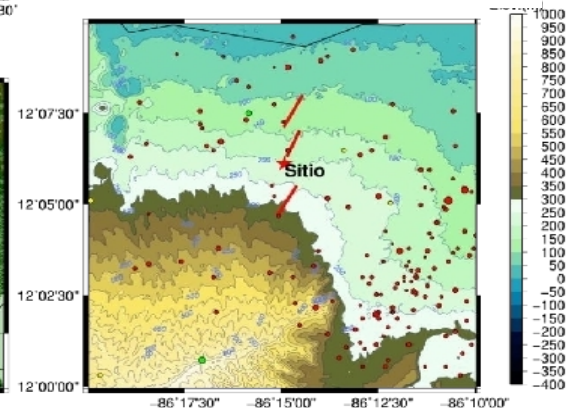


Figura 3.7“Sismicidad en Nicaragua, en Managua y el área de estudio (RURD)”, (Frischbutter, 2002).

De acuerdo a la guía técnica para la elaboración de estudios geológicos por fallamiento superficial y obtención del aval correspondiente en la ciudad de Managua y sus alrededores, editada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER (2004). Se obtuvo como resultado final del presente trabajo la siguiente zonificación sísmica: **Zona 1 Buena, y Zona Indefinida.**

Es la clasificación en la que se encuentra la zona de estudio debido a su posición y al acercamiento de varias fallas por esta zona de la UNAN-RURD.

➤ Zona I Buena

El terreno se encuentra libre de fallas u otras perturbaciones geológicas. En la zona, los estratos guías se encuentran bien claros, fácilmente de identificar, sin deformación por efecto de fallas activas, relativamente, sin dobladuras y

3. Caracterización del Área de Estudio

plegamientos. No hay rupturas tectónicas en los estratos observados dentro de las zanjas.

En esta zona se permite hacer uso del terreno para todo tipo de edificación. Sin embargo para el emplazamiento de estructuras críticas se deberá hacer estudios de mecánica de suelo y de efecto de sitio sobre todo si consideramos que la mayor parte del terreno presenta heterogeneidades en relación a la estructura y textura del suelo y subsuelo. Es importante construir con materiales de alta calidad y excelente mano de obra.

➤ Zona Indefinida

Se aplica a los terrenos adyacentes al terreno a los que no alcanzó este estudio geológico de riesgo sísmico. Por lo que se recomienda hacer uso, para áreas verdes y estacionamiento. A continuación podemos observar en la figura 3.8 la clasificación de los tipos de zona sísmica de Managua.

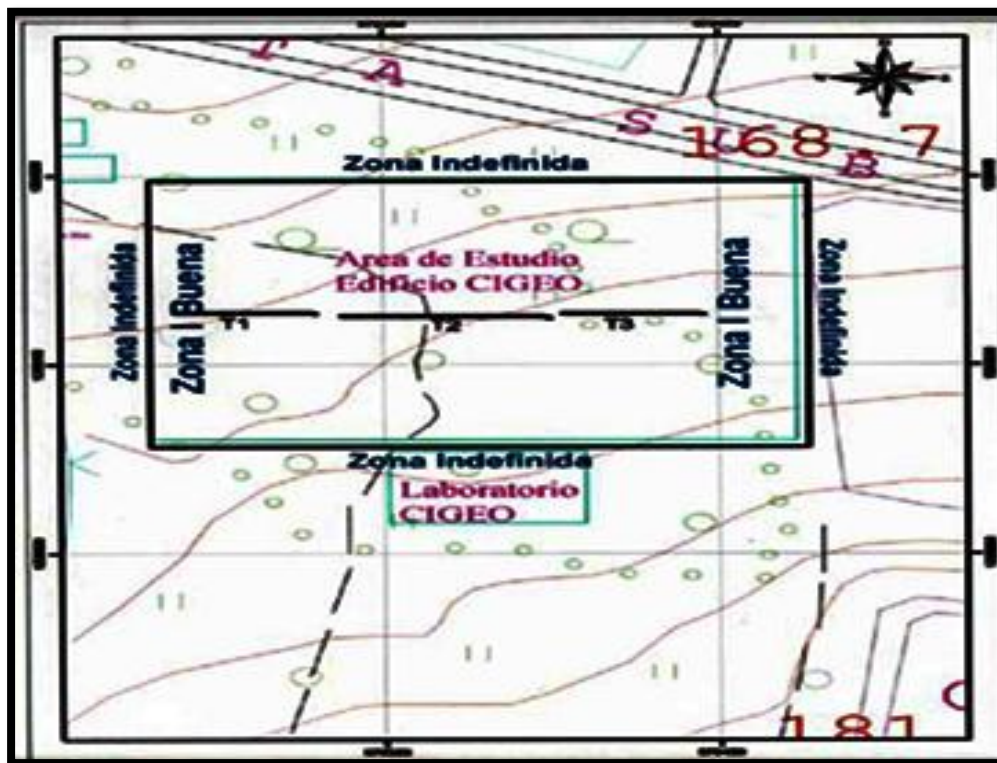


Figura 3.8: "Clasificación de zonas sísmicas de Managua" (CIGEO, 2005).

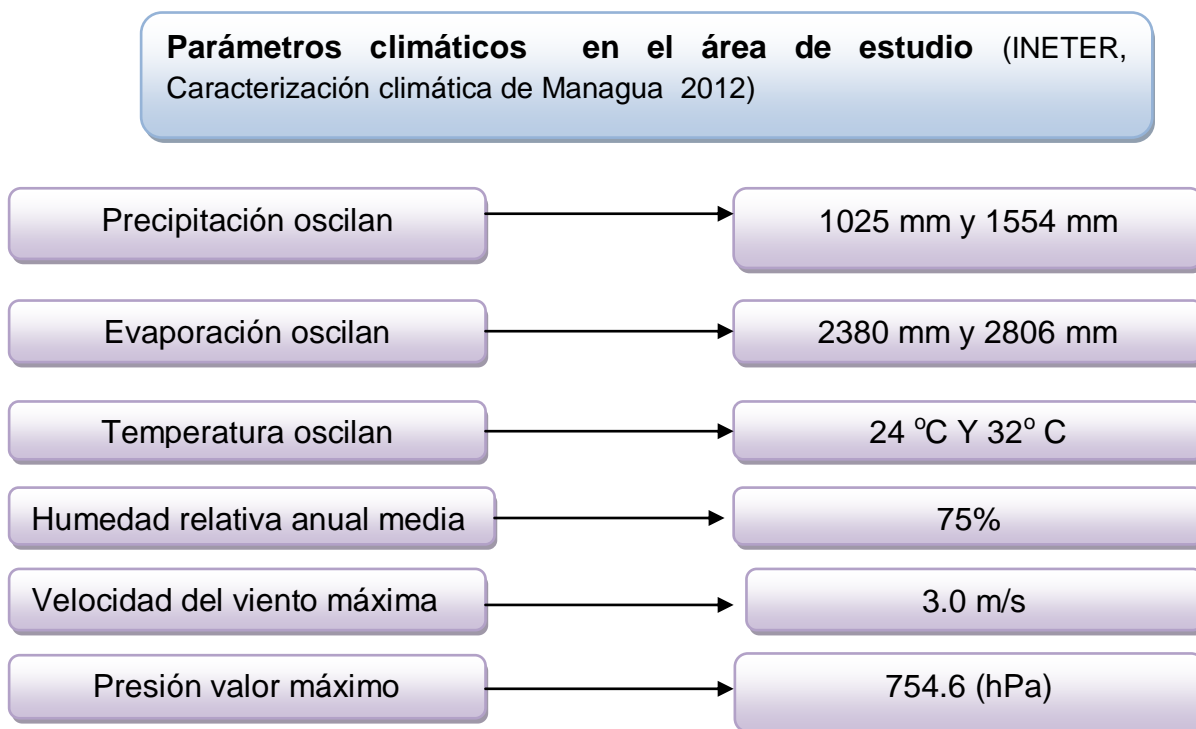
3. Caracterización del Área de Estudio

3.5 Precipitación de la zona.

La clasificación de Koeppen para el clima fue adoptada por la mayoría de los países del mundo. Por ser una de las más completa, esta clasificación se considera universal, y se basa en los dos elementos fundamentales del clima: la temperatura y la humedad (precipitaciones).

De acuerdo con esta clasificación, el clima predominante en Managua, es el “Sabana Tropical” (**Aw**) (clasificación de KOOPEN), en el área de estudio en el RURD - CDI, con más de 6 meses de sequía y altas temperatura durante gran parte del año. La estación lluviosa ocurre durante los meses de Mayo a Octubre con una interrupción relativa (canícula) en Julio y Agosto.

Esta área de RURD presenta mayor acumulados de lluvia debido a las condiciones de la zona; a continuación se muestran los parámetros climáticos del área de estudio. (INETER/Caracterización Climática de Managua, 2012)



3. Caracterización del Área de Estudio

3.6 Características geotécnicas.

La geotecnia facilita la ejecución de sondeos manuales para determinar la estratigrafía de los terrenos. Por lo que debido a los sondeos que se han realizados el edificio IGG-CIGEO, laboratorio de Radiación (ejecución) áreas cercanas a la vía de estudio, se ha podido determinar propiedades físicas y mecánicas de los suelos aledaños al tramo de estudio.

Los suelos encontrados en este sitio y sus alrededores poseen propiedades ó características geotécnicas similares, de las cuales son útiles para entender el comportamiento de los suelos que encontramos en nuestra investigación.

Estas muestras no solo proveen una clara indicación de la formación debajo del sitio, y determinar las propiedades índices de interés del subsuelo.

De acuerdo a las características principales encontradas son tipo de suelo, tamaños de granos, color, etc. De la que podemos mencionar los suelos encontrados en estudios anteriores:

1. Suelos arena arcillosa de fina a media mal graduada, de color café oscuro, compacidad muy suelta.
2. suelos arena limosa, de fina a media mal graduada, color amarillo pálido. De compacidad media.
3. Arena gravosa con limos, de fina a media mal graduada, color café vivo.
4. Arena gravosa con limos, de media a gruesa bien graduada, color gris oscuro,
5. Arena limosa con grava de fina a media mal graduada, de color negro, de compacidad media
6. Arena limosa con rastros de grava, de fina a media mal graduada, color café amarillento, de compacidad media,
7. Arena arcillosa y limosa con rastros de grava, de fina a media, color café amarillento. un suelo de compacidad de suelta a media.

3. Caracterización del Área de Estudio

8. Arena limosa con poca grava, de fina a media mal graduada, color gris. Compacidad media.
9. Arena limosa, de fina a media mal graduada, color amarillo pálido, suelo de compacidad muy suelta a suelta.

La estratigrafía del subsuelo del sitio presenta uniformidad, ya que se identificaron las mismas capas de suelo en los sondeos Según el método utilizados por H.R.B, el suelo que predomina es el **A-2-4(0)** (Valle O., 2006.a).

3.7 Topografía de la zona.

Se realizó un levantamiento topográfico en todo el recinto universitario Rubén Darío AYESTAS (2002), determinándose que las elevaciones predominantes de las curvas de nivel, con equidistancia de medio metro, cerca del área de estudio, oscilan 169 m y 184 m.

Podemos observar que en el área de estudio que se ubica al noroeste del RURD se puede decir que es una área llana, ya que la pendiente más grande es 3.40%, podemos decir que es casi plana por lo que existe solo un tipo de pendiente, se presenta a continuación en la figura 3.9 el plano topográfico del UNAN-Managua, Este plano presenta dos poligonales de las que consta toda el área que comprende la UNAN-Managua y el que fue presentado por la empresa consultora AYESTAS INGENIEROS.

3. Caracterización del Área de Estudio

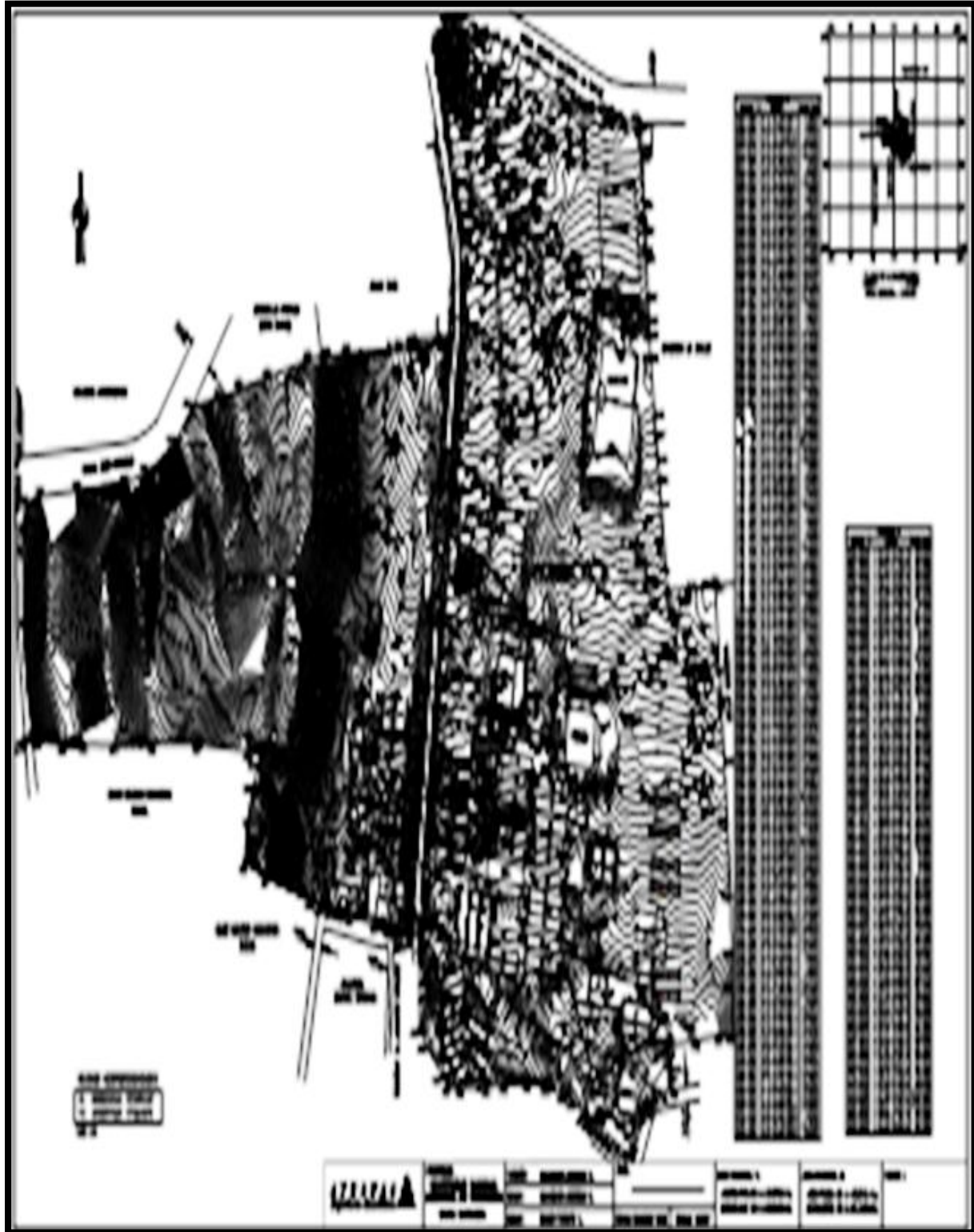


Figura 3.9 “Plano Topográfico del área de estudio (RURD)”

4.1 Introducción Metodológica.

En los diseños de pavimentos, es importante conocer los estudios y las variables para el diseño, ya que existen varios métodos que pueden ser aplicables para el mismo propósito. Sin embargo cada uno de los métodos toma diversas variables de diseño en consideración, según el método utilizado.

También es importante mencionar que para el diseño de pavimentos los estudios de suelos juegan un papel muy importante, ya que no todo suelo es útil en la construcción de una vía terrestre.

El propósito de este capítulo es presentar información sobre la metodología empleada para el diseño de espesores de la vía de acceso UNAN/RURD – CDI, así como una descripción de los equipos utilizados en campo y laboratorio para determinar las propiedades índice de los suelos, entre otros ensayos útiles para el diseño. Cabe mencionar que todas las pruebas de laboratorio descritas en el presente trabajo fueron realizadas en el IGG/CIGEO (laboratorio de la UNAN - MANAGUA).

En la figura 4.1 se describe la metodología utilizada para el análisis y diseño de espesores de pavimento flexible, esta metodología se representa a través de un cronograma breve, en el cual se describe el proceso y los aspectos que se tomaron en consideración para el diseño.

También se hace énfasis en cuanto al aprovechamiento de información de manera general de trabajos anteriormente realizados en el sitio de estudio, tales como topográfico, geotécnico, geológico, sismicidad entre otros.

4. Metodología

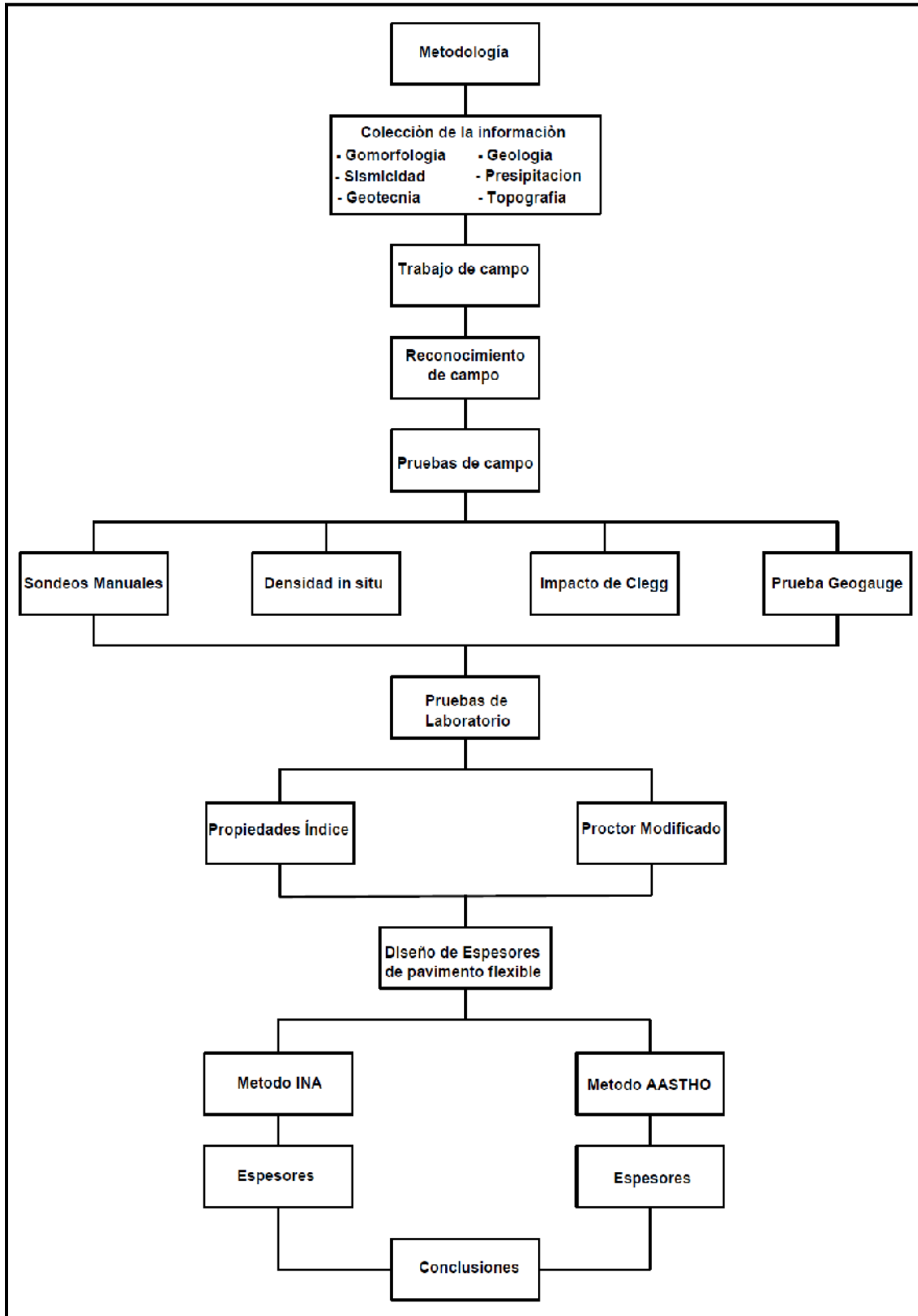


Figura 4.1 “Cronograma de la metodología utilizada para el diseño”.

4.2 Estudio de suelos para la vía UNAN/RURD – CDI.

En este capítulo se presenta la metodología utilizada para el estudio de suelos efectuado con el propósito de determinar las características del sub-suelo, para posteriormente realizar el Diseño de Espesores de Pavimento del tramo en estudio.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil existe una variedad de suelos en nuestro país, sin embargo al momento que se requiere emplear uno de estos, la selección es bastante rigurosa basada primeramente en las especificaciones del diseño y por consiguiente en las normas relacionadas en este caso la AASHTO y la ASTM en general.

Para este estudio nos hemos auxiliado en la información proporcionada por el IGG- CIGEO, puesto que dicho tramo está ubicado en la misma área de la estación del CIGEO, razón por la cual consideramos útil apoyarnos en los informes de resultado de laboratorio realizados por ellos; suponiendo que la estratigrafía del suelo no varía en la zona de estudio.

4.2.1 Exploración y trabajos de campo.

El propósito de la exploración de campo es reconocer las condiciones en las cuales se encuentra la vía de acceso y así mismo conocer las características físico-mecánicas del suelo, para lo cual se llevó a cabo investigaciones mediante “Sondeos Manuales” de 1.5 mts de profundidad, a una distancia de aproximadamente 90 mts cada sondeo, los que se distribuyeron en forma alternada, de tal manera que la información obtenida sea representativa a como se muestra en la figura 4.2.

Se hicieron 5 sondeos de forma manual hasta una profundidad de 1.5mts, con respecto a la superficie actual del terreno natural, denominados sondeo manual (SM1, SM2, SM3, SM4, SM5).

4. Metodología

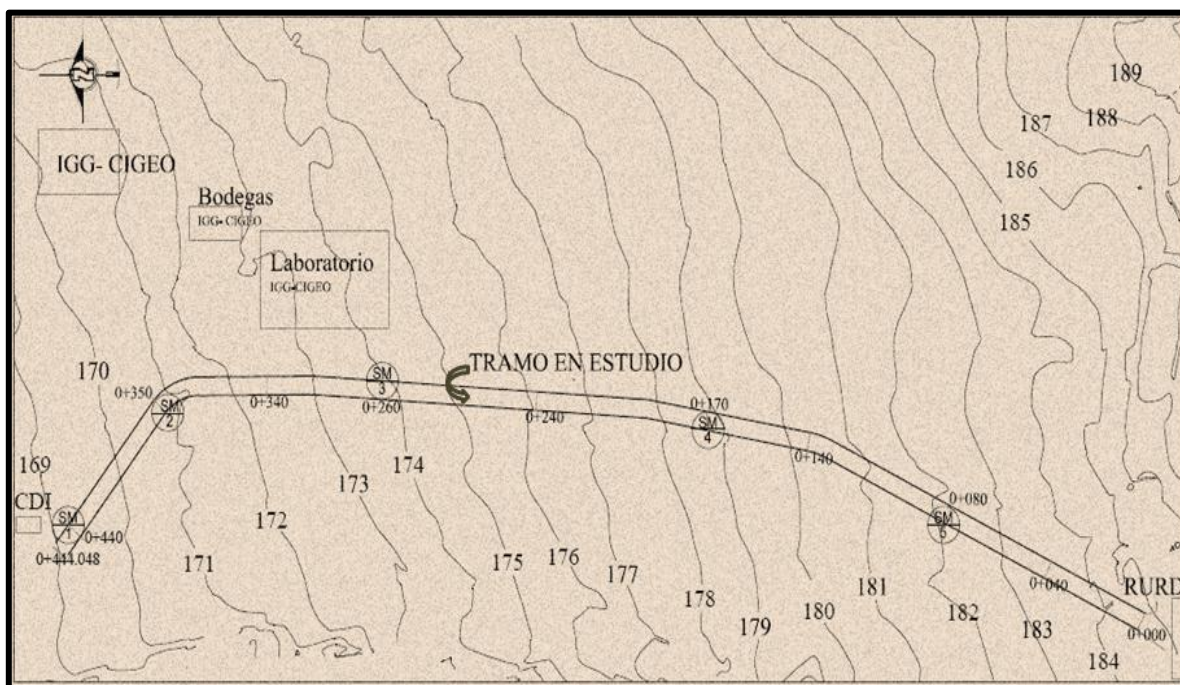


Figura 4.2 “localización del sitio de estudio, sondeos manuales”.

En estos sondeos manuales se realizó un ordenamiento minucioso, en el cual se incluyó el registro cuidadoso de las características que conforman cada capa del suelo, y la clasificación visual de los materiales encontrados.

4.2.2 Recolección de muestras en el área de estudios.

Una serie de muestras alteradas de suelo fueron extraídas en el área de la UNAN/RURD – CDI, para ser llevadas al laboratorio y así mismo determinar las propiedades geotécnicas de las muestras recolectadas.

En la tabla 4.1 podemos observar la identificación de los sondeos, localización mediante GPS manual, elevación y profundidad de cada uno de los sondeos realizados, también la cantidad de extractos por cada sondeo, clasificación visual y profundidad de cada extracto.

4. Metodología

Tabla 4.1 “Identificación, localización y profundidad de cada sondeo manual”.

SONDEOS					
ID SONDEO	LOCALIZACION		ELEVACION (Mts.)	PROFUNDIDAD	EXTRACTOS
	ESTE	NORTE			
SM1	579085	1338862	173	1.5	5
SM2	579319	1338954	177	1.5	4
SM3	579352	1338873	183	1.5	3
SM4	579327	1338759	186	1.5	4
SM5	579306	1338647	192	1.5	4
EXTRACTOS POR SONDEOS					
ID SONDEO	PROFUNDIDAD	DESCRIPCION IN SITU			
SM1	(E1, 0 - 0.25) (E2, 0.25 - 0.40) (E3, 0.40 - 1) (E4, 1 - 1.40) (E5, 1.40 - 1.50)	(E1, arena limosa color oscura) (E2, arena arcillosa, toba color café amarillenta) (E3, arena limosa color café) (E4, arena limosa color café amarillento) (E5, arena gravosa color crema, toba meteorizada)			
SM2	(E1, 0 - 0.40) (E2, 0.40 - 1.10) (E3, 1.10 - 1.25) (E4, 1.25 - 1.50)	(E1, arena limosa color café oscuro) (E2, arena arcillosa, color café chocolate) (E3, limosa arcilloso color café) (E4, arena gravosa color café amarillento)			
SM3	(E1, 0 - 0.30) (E2, 0.30 - 1) (E3, 1 - 1.50)	(E1, arena limosa color café oscuro) (E2, arena limosa, color café) (E3, arena gravosa color café claro)			
SM4	(E1, 0 - 0.60) (E2, 0.60 - 1) (E3, 1 - 1.40) (E4, 1.40 - 1.50)	(E1, arena limosa color café oscuro) (E2, arena arcillosa, color café) (E3, arena gravosa color café) (E4, arena limoso color marrón claro)			
SM5	(E1, 0 - 0.26) (E2, 0.26 - 0.80) (E3, 0.80 - 1.40) (E4, 1.40 - 1.50)	(E1, arena limosa color café gris claro) (E2, arena gravoso, color café oscuro) (E3, arenoso color café) (E4, arena limoso color marrón)			

La obtención de las muestras se hicieron a través de sondeos manuales distribuidos en ambos lados de la vía, para los cuales sus coordenadas fueron

4. Metodología

tomadas utilizando un GPS manual con precisión aproximada de $\pm 5\text{m}$, utilizando un sistema de coordenadas UTM WGS 84.

Las muestras extraídas a través de los sondeos manuales fueron almacenadas cuidadosamente en bolsas plásticas (ziploc), para evitar la pérdida de humedad natural de la muestra, en la figura 4.3 se puede apreciar el equipo y procedimiento utilizado para la extracción de las muestras.



Figura 4.3 “Extracción de las muestras a través de sondeos manuales en el área de estudio”

4.2.3 Densidad de Campo (Método de cono y arena)

El objetivo de este ensayo es determinar la densidad seca, y así mismo verificar el grado de compactación que tiene la vía de acceso UNAN/RURD – CDI. Este ensayo se realizó de acuerdo a las normas ASTM D 1556.

4. Metodología

Para realizar este ensayo se calibro el equipo de densidad de campo y de esta forma obtener el peso volumétrico de la arena calibrada y el peso de la arena calibrada que queda en el cono después de realizar el ensayo, estos datos nos sirven para la determinación de la densidad de campo.

En campo se niveló el suelo compactado y se retiró el material suelto, de esta manera se procedió a colocar la placa y comenzar a hacer una perforación, teniendo como guía el agujero inferior de la placa, a una profundidad de aproximadamente 15cm.

Todo el material que fue extraído del agujero fue colocado en una bolsa plástica para posteriormente ser pesado en laboratorio.

Para determinar el volumen del agujero:

Determinamos el peso inicial del frasco mas la arena calibrada, lo invertimos y lo colocamos sobre la placa, se abrió la llave para posteriormente determinar el peso del frasco y la arena aun contenida en el.

Por la diferencia de la arena aun contenida en el frasco mas la arena inicial y el frasco obtenemos el peso de la arena contenida en el agujero.

El peso de la arena dividida entre su densidad obtenida mediante calibración, obtenemos el volumen del agujero, para finalmente determinar en laboratorio, la densidad seca máxima y la humedad de la muestra recuperada del agujero para de esta forma determinar el grado de compactación.

La cual esta dada según la siguiente ecuación:

$$G_c = \frac{\gamma_d \text{ in situ}}{\gamma_d \text{ max}} \times 100 \quad \text{Ec. (4.1)}$$

4. Metodología

Donde:

Gc = Grado de Compactación

γ_d = Densidad Seca en el campo

$\gamma_d \text{ max}$ = Densidad Seca Máxima obtenida en el laboratorio.

4.2.4 Determinación de CBR en Campo.

En la actualidad existe una diversidad de métodos para la determinación del CBR, la finalidad de este ensayo es determinar la capacidad de soporte de los suelos, el índice CBR es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas.

Los valores índices de CBR oscilan entre 0 y 100 cuanto mayor es el valor mayor es la capacidad de soporte del suelo.

Para la determinación de CBR se utilizaron dos equipos que nos ayudaran a la determinación de los valores de CBR:

- Impacto de Clegg
- Geogauge

4.2.4.1 Determinación de CBR en campo a través de Impacto de Clegg.

Para determinar los valores de CBR de la subrasante y de la base se utilizó el instrumento llamado impacto de Clegg, este equipo consiste en un martillo de compactación de 4.5 kg de peso, que junto a un tubo guía y a un aparato registrador da funcionamiento para tomar valores que se correlacionan con el valor de CBR, este instrumento puede apreciarse en la figura 4.4 inciso (a).

Este instrumento permite medir la tasa de desaceleración del rebote del martillo, al impactar al suelo, y está basado en la instrumentación del martillo de laboratorio "Proctor modificado".

4. Metodología

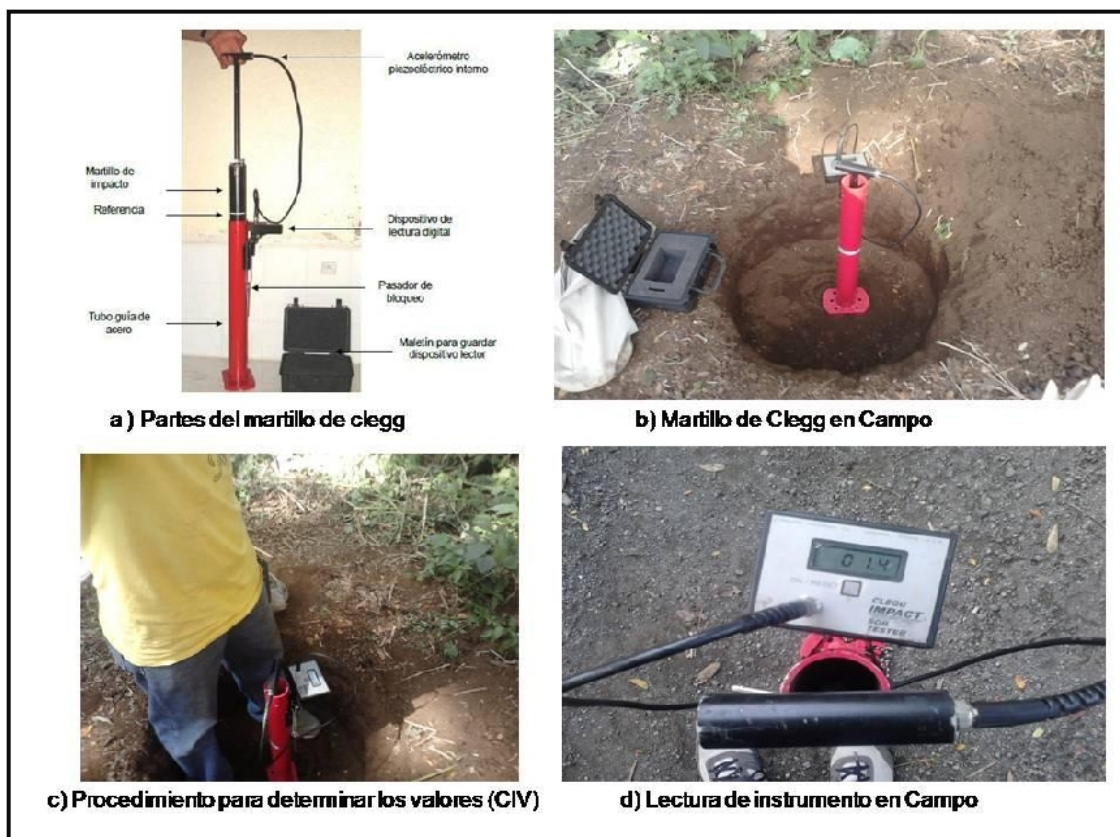


Figura 4.4 “Procedimiento para la determinación de los valores (CIV) en campo”.

Para obtener los valores de impacto de clegg en la subrasante se tomaron 5 puntos a lo largo del tramo, para los cuales se hicieron excavaciones de 25 cm de profundidad con un diámetro de aproximadamente 65 cm, tal como se puede observar en la figura 4.4 inciso (b), estas excavaciones se hicieron con el objetivo de remover los 25 cm que aproximadamente tiene la capa vegetal y así tomar las lecturas de VIC en los puntos antes mencionados, para esto se hicieron 7 lecturas por cada punto con el aparato.

Posteriormente se tomaron 5 puntos adicionales sobre la capa base existente, estas lecturas se hicieron a una distancia aproximada, de cada 10m a lo largo del tramo de igual manera se tomaron siete lecturas por cada punto.

4. Metodología

Estos valores de Clegg ayudan a determinar los valores de CBR de la subrasante ya que las lecturas de VIC pueden correlacionarse con los valores de CBR a través de la ecuación 2.5 mencionada en el capítulo 2.

4.2.4.2 Determinación de CBR en campo a través de Geogauge.

Al igual que el martillo de clegg el geogauge nos permite determinar los valores de CBR tanto en la vía como en la subrasante. Este es un equipo portátil que proporciona de manera rápida y simple, valores de rigidez de los suelos, entre otros usos, en la figura 4.5 se puede apreciar las partes del equipo a utilizar.

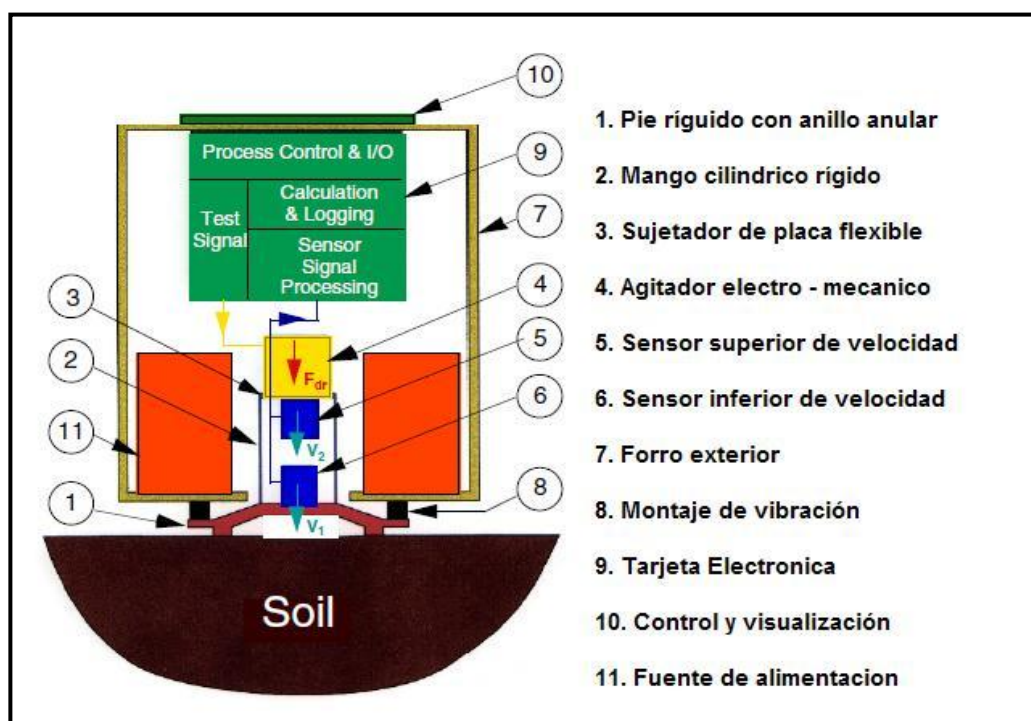


Figura 4.5 “Partes del geogauge (Humboldt.)”

Para la utilización del instrumento primeramente es necesario calibrarlo, para esto se hace uso de la guía de calibración de la Humboldt, una vez teniendo calibrado el equipo se llevo al campo para determinar valores de CBR tanto de la base como de la subrasante, cabe mencionar que a la calibración del equipo estuvo en -9.6 N/m.

4. Metodología

Se tomaron 5 puntos distribuidos a lo largo del tramo, colocamos el geogauge en los mismos punto de la subrasante que se tomaron con el impacto de clegg a como se muestra en la figura 4.6, por cada punto se tomaron 5 lecturas diferentes las cuales variaron un poco, esta variación depende mucho de que tan firme quedo colocado el equipo en el suelo y de que tan nivelado haya quedado la base del equipo en el suelo a la hora de tomar la lectura.



Figura 4.6 “Procedimiento para la determinación de los valores rigidez con el Geogauge”.

A como se muestra en la figura 4.6, se describirá de manera breve el procedimiento de la prueba realizada con el Geogauge, para lo cual se siguió los siguientes pasos:

4. Metodología

1. Se realizó una excavación de 0.25m de profundidad con un diámetro de aproximadamente 0.65m de diámetro.
2. Se colocó el equipo en el sitio (agujero), rotándolo hasta que esté estable en la superficie.
3. Una vez colocado el equipo de manera correcta se procedió a encenderlo el cual mostrará la última lectura tomada.
4. Teniendo el equipo encendido apretamos el botón “MEAS” y esperamos aproximadamente 75 segundos para que el instrumento tome los valores de rigidez del suelo y el módulo de Young del mismo.

Teniendo los valores de rigidez se determinaron los valores de CBR, utilizando la ecuación 2.6 mencionada en el capítulo 2.

4.2.5 Ensayos de laboratorio.

Estos ensayos de laboratorio son de gran importancia para el diseño de espesores de los pavimentos flexibles y son el complemento de los trabajos realizados en campo, estos se llevaron a cabo de acuerdo a las normas de la AASTHO.

A los suelos obtenidos en el campo se le realizaron algunas pruebas tales como propiedades índice, determinación de Humedad óptima y densidad máxima; determinación de CBR de laboratorio, porcentaje de expansión.

4.2.5.1 Propiedades Índice de los suelos.

Las propiedades índices determinadas son mostradas en la tabla 4.2 siguiendo los procedimientos y normas establecidas por la AASTHO. Cada una de estas pruebas fueron realizadas en el laboratorio IGG / CIGEO de la UNAN Managua conforme a las normas establecidas que se encuentran reflejadas.

4. Metodología

Tabla 4.2 “Normas utilizadas para la determinación de las propiedades índice”.

Pruebas de laboratorio	Normas (Estándar)
Granulometría	AASHTO T88 - 00
Límites de Atterberg	AASHTO T89-68
Clasificación AASTHO	AASHTO M- 145
Contenido de humedad de los suelos	AASHTO T- 265

4.2.5.2 Proctor Modificado.

De conformidad a las normas establecidas por la AASTHO y ASTM, se desarrolló el ensayo de Proctor Modificado, el cual se describe a continuación. Cada uno de los materiales utilizados, procedimientos y cálculos se especificaran por medio de los métodos explicados, tanto en la norma, como en las instrucciones teóricas de clase y los libros especializados en la materia.

Equipo a utilizar:

- Molde proctor modificado
- Pistón de compactación
- Enrasadora
- Balanza con capacidad de 20 kg.
- Horno eléctrico (temperatura de 105 ± 5)
- Bandejas, brochas.

A través del ensayo de compactación proctor modificado se determinó Humedad óptima y densidad seca máxima del suelo seleccionado para el ensayo. En la figura 4.7 se puede observar la manera en que fue realizado el ensayo proctor modificado.

4. Metodología



Figura 4.7 "Ensayo de proctor modificado en laboratorio".

4.2.5.3 Determinación de CBR y valores de Hinchamiento.

Para la preparación del espécimen, se pesó el molde con su base, a la cual se fue colocado el collar y los discos de sobrecarga de 10lbs y sobre este un disco de papel filtro con el mismo diámetro.

Una vez preparado el molde, se compactó el espécimen en su interior aplicando un sistema dinámico de compactación (proctor modificado), pero utilizando en cada molde la proporción de agua y energía (numero de capas y de golpes en cada capa) necesarias para que el suelo quede con la humedad y la densidad deseada, para el primer espécimen se compacto en 10 golpes cada 3 capas, para el segundo se aplicado 30 golpes en tres capas y para el tercer espécimen 65 golpes en tres capas respectivamente. A como se muestra en la figura 4.8 a cada espécimen se le tomo los valores de hinchamiento inicial para luego ser sometidos por 48 horas a saturación

4. Metodología



Figura 4.8 “preparación de los especímenes para CBR e Hinchamiento”

A cada espécimen se le determino valores de CBR recurriendo del instrumento Impacto de Clegg mencionado anteriormente. Se hicieron 6 lecturas de valores (CIV), por cada molde, a como se muestra a continuación en las siguientes tablas.

Los espécimen fueron sometidos a inmersión para determinar la hinchazón de la muestra sometida a saturación al 100%. La operación de sumergir la muestra nos da una indicación de la pérdida de resistencia del suelo debida a la saturación, es decir, la situación más extrema del suelo. También, nos facilita información sobre el posible hinchamiento del suelo bajo la carga durante la su ubicación en obra, en estado de saturación. El cual se indicó lectura inicial de 0 y lectura final de 68 para el primer espécimen, el resto de los especímenes no tuvieron hinchamiento.

4.3 Estudio de tránsito para la vía UNAN/RURD – CDI.

Para cumplir con uno de los objetivos propuesto específicamente el relacionado con el tráfico; para tal efecto primeramente, se realizó un conteo de tráfico por una semana con duración de 12 horas (6:00 y 18:00), para obtener los Volúmenes actuales de Tráfico del tramo en estudio y de tal manera hacer posible la determinación del tráfico promedio diario anual.

Y en segundo lugar se procedió a realizar las respectivas proyecciones del tránsito futuro para cada tipo de vehículo.

La tasa de crecimiento del tráfico fue estimada según el método establecido por el manual centroamericano de diseño de pavimento (SIECA 2002), el que establece un factor de crecimiento de 29.78, teniendo en cuenta que el porcentaje de la tasa anual de crecimiento para vehículos sencillos según el manual de la SIECA es del 4% y considerando un periodo de diseño de 20 años.

Para el análisis del tránsito se elaboró un resumen del conteo vehicular utilizando las hojas de campo que se llenaron durante el aforo realizado, para luego ingresar los datos en una hoja de cálculo de Microsoft Excel, detallando la composición del Tráfico de las 12 horas, a como se muestra en la hoja de trabajo para análisis del tránsito, ver anexos.

El estudio de tráfico nos facilitará los datos necesarios para el cálculo de los ejes equivalentes según el método propuesto y así mismo poder realizar el diseño de espesores de pavimento flexible.

4.4 Métodos de diseño para pavimento flexible.

Para la determinación de los espesores de pavimento flexible se utilizaron dos métodos de diseño, tales como el método de la AASTHO y el método de la INA, los dos métodos fueron abordados anteriormente en la sección 2.11.

4. Metodología

4.4.1 Método de la AASTHO.

Para realizar el diseño de espesores por el método de la AASTHO se tomaron en consideración las variables de diseño que se encuentran expresadas en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 “Variables de diseño para el método de la AASTHO”

VARIABLES Y CONSIDERACIONES PARA EL METODO DE LA AASTHO	
VARIABLES	DESCRIPCION
El transito	Ejes equivalentes $W_{18} = 130,714.66$
CBR de diseño	CBR 7% de la subrasante
	CBR 52% para base y subbase
variables en función del tiempo	Periodo de diseño = 20 años
	vida útil del proyecto
Confiabilidad	Índice de confiabilidad (R) = 90%
Desviación Estándar	Desviación Estándar (S_o) = 0.45
Sevisiabilidad	Índice de Serviciabilidad, $\Delta PSI = 2.2$
Propiedades de los materiales	(M_r) de la subrasante, = 10,500 PSI
Drenaje	Drenaje (m_i) = 0.70
Determinación de coeficiente estructurales	a_1, a_2, a_3

- El transito como variable de diseño.

Para el análisis del transito se realizo un aforo en la vía de acceso para determinar el flujo vehicular de la vía. Para esto se tomo en consideración un factor de crecimiento vehicular 29.78% anual, el cual depende del número estructural SN, y el periodo de diseño, para esta vía se consideró un periodo de diseño de 20 años el cual corresponde al promedio de los valores establecido en la tabla 2.11 en la que se recomienda periodos de diseño para vías con bajo volúmenes de tránsito, ver tabla 9.1 en anexos.

En la tabla 4.4 se ilustra el procedimiento para el cálculo de ejes equivalentes establecido por el método de la AASTHO.

4. Metodología

Tabla 4.4 “Hoja de trabajo para el calculo de ejes equivalentes de 18kips”

Tipo de vehículo	Cantidad de Vehículos diarios A	factor de crecimiento B	Transito de Diseño C	ESAL´s Factor D	ESAL´s de Diseño E
Vehículos sencillos		4%			
Motos	10	29.78	108697	0.0002	21.7394
Autos	100	29.78	1086970	0.0002	217.394
Jeep	10	29.78	108697	0.0002	21.7394
camionetas	8	29.78	86957.6	0.0002	17.39152
autobuses	12	29.78	130436.4	1	130436.4
Total de vehículos	140		ESAL´s de Diseño		130,714.66

Factor de Dirección 0.5

Factor de carril 1

ESAL´s por carril de diseño **65,357.33**

En la columna “**A**” se refleja la cantidad diaria (TPD) de cada tipo de vehículo especificado y del cual se tenga el conteo correspondiente.

En la columna “**B**” es colocado el correspondiente **factor de crecimiento** para cada tipo de vehículo, el cual depende de la **tasa de crecimiento** asumida para cada tipo de vehículo y el período de diseño considerado, cada tipo de vehículo puede tener una tasa de crecimiento distinta, ya que no todos los tipos de vehículos tienen que crecer a la misma tasa, según la tabla 9.1 en anexos de factores de crecimiento del transito.

En la columna “**C**” resulta el producto de las columnas “**A**” y “**B**” multiplicado por 365 (días del año).

En la columna “**D**” se coloca el factor de ESAL´S, que depende de cada peso y configuración o tipo de camión (ejes simples, tandem o tridem) y los valores asumidos de índice de serviciabilidad final y el número estructural (SN para pavimentos flexibles) o espesor de losa para pavimentos rígidos, conforme la tabla 2.6.

4. Metodología

La columna “E” es el producto de la “C” por la “D”, y la suma de esta columna “E” es el número total de ESAL’s para el diseño del pavimento considerado y el cual debe afectarse por el factor de distribución por dirección y el factor de distribución por carril.

- Selección del CBR de diseño.

Para determinar el CBR de Diseño, se realizó un análisis estadístico de datos agrupados de los valores de CBR encontrados a lo largo de la vía, debido que todos los resultados de las pruebas de CBR, a como era de esperarse difieren entre ellos a causa de las variaciones naturales del suelo.

Existen muchos criterios para seleccionar el CBR adecuado, acá se utilizó el del establecido por instituto de asfalto que recomienda tomar un valor tal que el 60%, 75% ó el 87.5% de los valores individuales que sean mayores o iguales que él, de acuerdo con el transito que se espera circule por el pavimento, tal como se indica en la tabla siguiente:

Tabla 4.5 “Límites para la selección del CBR de diseño” (SIECA, 2002).

Nivel del tránsito	Valores percentil para el diseño de subrasante
$< 10^4$ ESAL’s	60
10^4 a 10^6 ESAL’s	75
$>10^6$ ESAL’s	87.5

- Periodo de Diseño (años).

El período de diseño recomendado para esta vía según la tabla 2.11 es de 15 a 25 años, puesto que está clasificada como pavimentada con bajos volúmenes de transito. Por lo cual se utilizó un periodo de diseño promedio correspondiente a los dos valores límites, el cual será 20 años.

- Confiabilidad, R.

Ésta variable introduce un factor de seguridad al diseño del pavimento, cuyo valor depende del nivel de confiabilidad. Según la tabla 2.12 los niveles de confiabilidad

4. Metodología

para vías colectoras en vías urbanas oscilan de 80% a 95%, por lo cual se tomo a criterio propio una confiabilidad del 90%.

- Desviación Estádar, So.

Para este diseño de pavimento se empleará un valor de 0.45. Ya que para pavimentos flexibles los intervalos oscilan entre 0.40 y 0.50, por lo que lo determinaremos por el promedio de los dos intervalos.

- Índice de Serviciabilidad, Δ PSI.

Como se mencionó en la sección 2.7 el índice ó pérdida de serviciabilidad es la diferencia entre la serviciabilidad inicial y final. Se ha considerado que el pavimento propuesto posea una serviciabilidad de 4.2 y una final de 2, ambos valores recomendados por la AASHTO; entonces la diferencia de estos dos valores resulta un Δ PSI = 2.2.

- Propiedades de los materiales.

Módulo de resiliencia de la subrasante:

Sirve para caracterizar los materiales de subrasante, se obtuvo por medio de la correlación sugerida para suelos granulares, señaladas en el capítulo 2. Para tal efecto se empleó la ecuación 2.15 de este documento, ya que es la recomendada para valores de CBR < 7.2%, la cual se expresa:

$$MR = 1500 \times CBR$$

Por lo cual resulta $MR = 10,500$ PSI.

Módulo de resiliencia Capa Base y subbase.

Para la base y subbase se empleará del mismo material encontrado actualmente en la vía, partiendo del ensaye CBR de este material resulto con un CBR=52%,

El Módulo de Resiliencia de la base es obtenido a través del gráfico: variación de a_3 para base granular, el cual resulta igual a 26,000 psi (ver anexo).

4. Metodología

El Módulo de Resiliencia de la subbase es obtenido a través del gráfico: variación de a_2 para subbase granular, el cual resulta igual a 17,000 psi (ver anexo).

- Drenaje.

La calidad del drenaje es expresada en la fórmula del número estructural, por medio del coeficiente de drenaje (m_i). El coeficiente de drenaje depende de la capacidad que tiene el material para drenar el agua y del tiempo que pasa expuesto a la situación. Dicho coeficiente oscila entre 0.8 y 0.6, como no existe un estudio exacto para el coeficiente de drenaje, para este diseño utilizaremos el promedio de ambos valores el cual corresponde a $m_i = 0.70$

- Determinación de los coeficientes estructurales.

Coeficiente Estructural para capa a_1

En el caso del coeficiente de capa asfáltica, se determinó dicho coeficiente del gráfico coeficiente estructural a partir del modulo elástico del concreto asfáltico que oscila entre 350,000 a 400,000 a 68°F. El que nos resulta un valor correspondiente de $a_1 = 0.43$, ver figura 9.2 en anexos

Coeficiente Estructural para Base granular a_2

En el caso del coeficiente de capa de la base, se determinó dicho coeficiente del gráfico variación de base granular, resultando un valor igual a 0.118, ver anexo figura 9.3.

Coeficiente Estructural para Base granular a_3

En el caso del coeficiente de capa de la base, se determinó dicho coeficiente del gráfico variación de base granular, del cual resultando un valor igual a 0.124, ver anexo figura 9.4.

4. Metodología

Teniendo todas nuestras variables de diseño y haciendo empleo del ábaco de la figura 9.1 para encontrar los valores de los números estructurales, es posible proceder al cálculo de los espesores siguiendo las formulas descrita en el capítulo 2.

4.4.2 Método del instituto Norteamericano del Asfalto.

Para este método de diseño se compone de varias variables de las cuales podemos mencionar de acuerdo a la guía de la (SIECA, 2002) y las cuales se reflejan en la tabla 4.6, con estas variables se determinaron los espesores de diseño.

Tabla 4.6 “Variables de diseño para el método de la INA”

VARIABLES Y CONSIDERACIONES PARA EL METODO DE LA INA	
VARIABLES	DESCRIPCION
El transito	Ejes equivalentes $W_{18} = 130,937.23$
CBR de diseño	CBR 7% de la subrasante
variables en función del tiempo	Periodo de diseño = 20 años
	vida útil del proyecto
Módulo de resilecia	Módulo resilente de subrasante (M_r)
Temperatura	Temperatura según la región

- El transito como variable de diseño.

Para obtener el total de ejes equivalentes recurrimos a la tabla 9.1 para determinar el factor de crecimiento según el periodo de diseño, para determinar el factor equivalente de carga nos avocamos a la tabla 9.2, el cual depende de el tipo de vehículo que transita, (ver tablas en anexos). En la tabla 4.7 se hacer un resumen de la manera para la cual se prosedio para el cálculo de ejes equivalentes de 18 kips.

4. Metodología

Tabla 4.7 “Cálculo del equivalente de 18 kips en cargas simples”

Tipo de vehículo	Cantidad de Vehiculas diarios A	factor de crecimiento B	Transito de Diseño C	ESAL´s Factor D	ESAL´s de Diseño E
Vehiculos sencillos		4%			
Autos	128	29.78	1391321.6	0.00018	250.43
Autobuses	12	29.78	130436.4	1.00	130,686.8
total de vehículos	140		ESAL´s de Diseño		130,937.23

Factor de Dirección	0.5
Factor de carril	1
ESAL´s por carril de diseño	65,468.62

Por lo que resultado obtenido en el ESAL'S de diseño es de = 65468.62 lo que es equivalente a $N = 0.6 \cdot 10^5$ ejes equivalentes de 8.2 ton.

Continuación se muestras como se realiza los cálculos de la tabla 4.7

En la columna “A” se pondrá la cantidad diaria de cada tipo de vehículo especificado y del cual se tenga el conteo correspondiente.

En la columna “B” se colocará el correspondiente factor de crecimiento para cada tipo de vehículo, el cual depende de la tasa de crecimiento asumida para cada tipo de vehículo y el período de diseño considerado, cada tipo de vehículo puede tener una tasa de crecimiento distinta, ya que no todos los tipos de vehículos tienen que crecer a la misma tasa.

En la columna “C” se coloca el producto de las columnas “A” y “B” multiplicado por 365 (días del año).

En la columna “D” se coloca el factor de ESAL´s, que depende de cada peso y configuración o tipo de camión (ejes simples, tandem o tridem)

La columna “E” es el producto de la “C” por la “D”, y la suma de esta columna “E” es el número total de ESAL´s para el diseño del pavimento considerado y el cual

4. Metodología

debe afectarse por el factor de distribución por dirección y el factor de distribución por carril.

- Selección del CBR de diseño.

El CBR de diseño es el mismo que se determinó para el método de la AASTHO.

- Periodo de Diseño (años)

De acuerdo con la Tabla 2.11 del capítulo 2 el tipo de carretera se clasifica "Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito", obteniendo un periodo de diseño de = 15 -25 años. Por lo que tomaremos el promedio de ambos datos el que resulta de 20 años.

- Módulo de resiliencia de la subrasante

Este módulo sirve para caracterizar los materiales de la subrasante, se obtiene por medio de la correlación entre el módulo de resiliencia (M_r) y la prueba del CBR (AASHTO T-193), para obtener los resultados más precisos del M_r se utiliza la ecuación 2.12 donde M_r será igual a:

$$M_r (\text{Mpa}) = 10.3 \times 7.0$$

$$M_r (\text{Mpa}) = 72.10$$

- Temperatura

Se determina la temperatura de acuerdo a la tabla 2.9, Para espesores mínimos en función de la cantidad de tránsito de ejes equivalentes, este método recomienda los siguientes valores para superficies de rodadura construidas sobre bases granulares normales sin ningún proceso de estabilización. Las cuales nos dan un resultado clima cálido con temperaturas TMAA = Mayor de 24°C.

Teniendo todas nuestras variables de diseño y utilizando de las figuras 9.5 y 9.6, es posible proceder al cálculo de los espesores correspondientes al método del Instituto Norteamericano de Asfalto.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

5. Análisis e interpretación de Resultados.

El objetivo de este capítulo es presentar y analizar los resultados obtenidos de los estudios de suelos, estudios del tránsito y todas las variables necesarias para el diseño de espesores de pavimento flexible. Todos los resultados se obtuvieron usando métodos descritos en el capítulo 2 y 4.

Este capítulo está dividido en tres partes. La primera parte presenta los diferentes materiales encontrados en el área de estudio en el tramo vía de acceso UNAN/RURD – CDI. La segunda consta de la selección del CBR de diseño a través del estudio de tránsito, y por último los resultados del diseño de espesores.

5.1 Tipos de materiales encontrados en el área de estudio.

Una descripción general geotécnica de los resultados de trabajo de campo y laboratorio, realizados en el área de estudio se presenta a continuación. A como se muestra en la figura 5.1 a una profundidad de 1.5 metros se encontraron distintos tipos de suelos según clasificación AASTHO los cuales son:

Sondeo manual 1, véase figura 5.1 (SM-1):

0.00 a 0.25 m, arenas, gravas con finos de limo de baja plasticidad, humedad in situ de 24.25 %, humedad por debajo del límite líquido.

0.25 a 0.40 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 29.03%, por debajo del límite líquido.

0.40 a 1 m, arenas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 26.93%, por debajo del límite líquido.

1 a 1.4 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 25.61%, por debajo del límite líquido.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

1.4 a 1.5 m, arenas, gravas con finos de limo elástico, humedad in situ de 26.75%, por debajo del límite líquido.

Sondeo manual 2, véase figura 5.1 (SM-2):

0.00 a 0.40 m, arenas, gravas con finos de limo elástico, humedad in situ de 38.44%, por debajo del límite líquido.

0.40 a 1.10 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 42.10%, por debajo del límite líquido.

1.10 a 1.25 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 45.82%, por debajo del límite líquido.

1.25 a 1.5 m, arenas, gravas con finos de limo elástico, humedad in situ de 49.56%, por encima del límite líquido.

Sondeo manual 3, véase figura 5.1 (SM-3):

0.00 a 0.30 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 28.69%, por debajo del límite líquido.

0.30 a 1.10 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 19.16%, por debajo del límite líquido.

1.10 a 1.5 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 19.14%, por debajo del límite líquido.

Sondeo manual 4, véase figura 5.1 (SM-4):

0.00 a 0.60 m, arenas, gravas con finos de baja plasticidad, humedad in situ de 25.52%, por debajo del límite líquido.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

0.60 a 1.00 m, arenas gravas con finos de arcilla, humedad in situ de 24.80%, por debajo del límite líquido.

1.00 a 1.40 m, arenas, gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 26.77%, por debajo del límite líquido.

1.40 a 1.50 m, arenas gravas con finos de alta plasticidad, humedad in situ de 32.14%, por debajo del límite líquido.

Sondeo manual 5, véase figura 5.1 (SM-5):

0.00 a 0.60 m, mayormente gravas pero puede incluir finos, humedad in situ de 14.02%, por debajo del límite líquido.

0.60 a 1 m, gravas con finos de limo con baja plasticidad, humedad in situ de 28.40%, por debajo del límite líquido.

1 a 1.40 m, gravas con finos de limo con baja plasticidad, humedad in situ de 26.33%, por debajo del límite líquido.

1.40 a 1.5 m, arenas, gravas con finos de limo elástico, humedad in situ de 31.06%, humedad por debajo del límite líquido.

Por lo general los suelos predominantes en el área de estudio son arenas, gravas con finos de limo, (A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7) como se puede observar en la figura 5.1. Las muestras alteradas fueron tomadas a igual profundidad en cada perforación y fueron transportadas a CIGEO para hacerles las pruebas correspondientes, en la figura 5.1 se representan las muestras tomadas del sitio de estudio.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

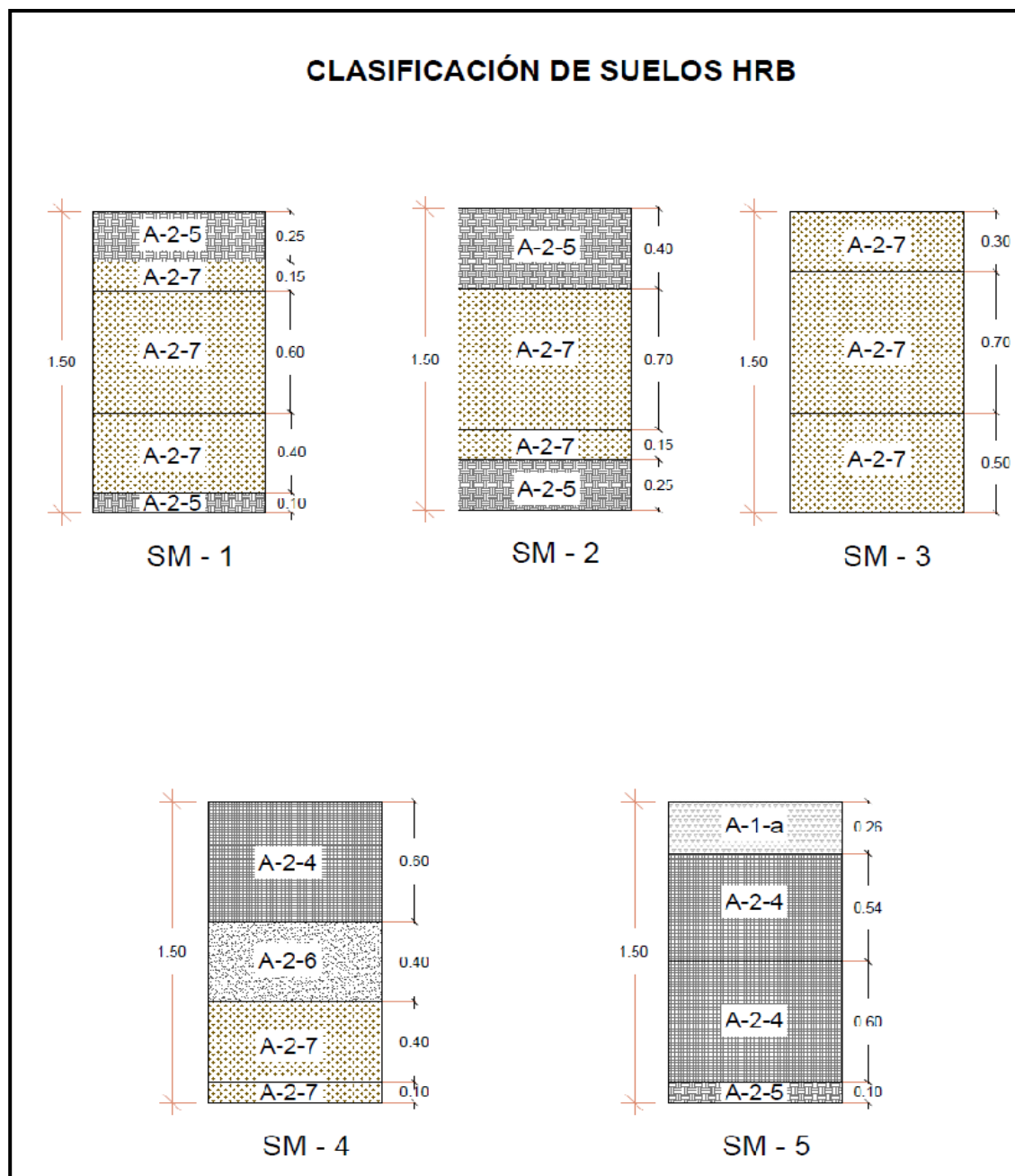


Figura 5.1 “Clasificación de los suelos encontrados en el área de estudios por medio de AASTHO HRB”

Nota: se tomo para pruebas de compactación en laboratorio como material de subrasante el suelo A-2-7, por ser el suelo predominante en los sondeos y para determinar su calidad como subrasante en laboratorio.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

5.2 Selección del CBR de diseño segun Volumen del transito.

De los CBR encontrados a través de los instrumentos Geogauge e Impacto de Clegg, se encontró un CBR de diseño para la subrasante de 7%, y para base y subbase de 52%, utilizando métodos estadísticos, como se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 “selección del CBR de diseño para la subrasante”

valores de CBR obtenidos	Frecuencia	Numeros de valores mayores o iguales	% de valores CBR mayores o iguales
5.00	14	25	100
8.00	1	11	44
10.00	1	10	40
16.00	1	9	36
22.00	3	8	32
26.00	3	5	20
30.00	2	2	8
	25		

De acuerdo al tránsito que se espera que circule en la vía y sabiendo que este es menor de 10^4 ESAL's, según la tabla 4.5 se tomó un valor percentil para el diseño de subrasante del 60% de los valores mayores o iguales el cual se interseco con la curva de los valores de CBR a como se aprecia en la figura 5.2, para así mismo encontrar el CBR de diseño de la subrasante.

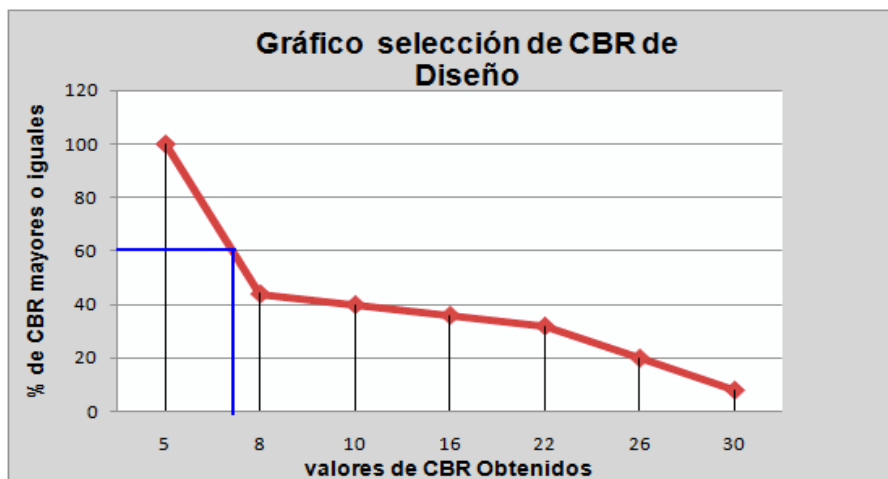


Figura 5.2 “selección de CBR de subrasante, con percentil del 60%”

5. Análisis e interpretación de los resultados.

Tabla 5.2 “selección del CBR de diseño para la base y subbase”

valores de CBR obtenidos	Frecuencia	Numeros de valores mayores o iguales	% de valores CBR mayores o iguales
25.00	1	35	100
30.00	1	34	97
35.00	3	33	94
40.00	2	30	86
45.00	4	28	80
50.00	10	24	69
55.00	5	14	40
60.00	1	9	26
65.00	3	8	23
70.00	2	5	14
75.00	2	3	9
80.00	1	1	3
	35		

De igual manera sabemos que el tránsito esperado es menor de 10^4 ESAL's, según la tabla 4.5 se tomó un valor percentil para base y subbase del 60% de los valores mayores o iguales que se muestran en la tabla 5.2, el cual se interseco con la curva de los valores de CBR para encontrar el CBR de diseño de la base y subbase. El cual resulta de un CBR= 52%, a como es apreciable en la figura 5.3.

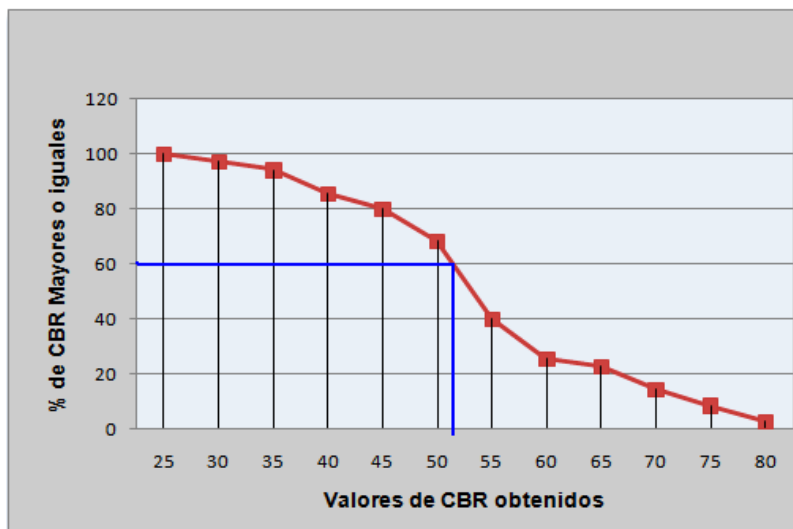


Figura 5.3 “selección de CBR de base y subbase con percentil del 60%”

5. Análisis e interpretación de los resultados.

5.3 Resultado de los espesores de diseño.

5.3.1 Según el método de la AASTHO.

Para determinar los espesores por el método de la AASTHO se tomo en consideración las variabas de diseño establecidas anteriormente en el capitulo 4, las que se presentan a continuación a manera de resumen en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 “Resumen de los datos o variables de diseño por el método de la AASTHO”

VARIABLES METODO DE LA AASTHO	
VARIABLES	DATOS
Nº de ejes equivalente	130,714.66
CBR de la subrasante	7%
CBR de base y subbase	52%
Periodo de diseño (años)	20
Índice de confianza (%)	90
Desviación estándar (S_0)	0.45
Índice serviabilidad Δ PSI	2.2
Módulo resilente subrasante (PSI)	10,500
Módulo de resiliencia base (PSI)	26,000
Módulo de resiliencia subbase (PSI)	17,000
Drenaje (mi)	0,70

Basándose en las ecuaciones para el diseño de espesores por el método de la AASTHO, y habiendo determinados nuestras variables de diseño se determinaron los números estructurales del pavimento dando como resultado:

Utilizando el ábaco de la figura 2.5 para el numero estructural requerido se encontró **$SN_3 = 2.10$** (para proteger la subrasante)

Y para los siguientes valores de SN con módulo de resiliencia MR=17,000 PSI, utilizando siempre el ábaco resultó **$SN_2 = 1.7$** (para proteger la subbase granular); y para MR=26,000 PSI el valor de **$SN_1 = 1.28$** (Para proteger la base triturada)

Conociendo los datos de números estructurales, calculamos el espesor de capa asfáltica que debe ser absorbido por el concreto asfáltico.

5. Análisis e interpretación de los resultados.

Conforme a la fórmula Ec. (2.18)

$$D \geq SN_1 / a_1 = 1.28/0.43 = 2.98 \quad \text{adoptar } 3''$$

Por lo tanto el SN_1^* absorbido por el concreto asfáltico según la Ec. (2.19) es:

$$SN_1^* = 0.43 * 3 = 1.29$$

Después calculamos el espesor mínimo de la capa base conforme a la Ec. (2.20)

$$D_2 \geq SN_2 - SN_1^* / a_2 * m_2 = (1.7 - 1.29) / (0.118 * 0.70) = 4.96 \quad \text{adoptar } 5''$$

Entonces SN_2 absorbido por la base conforme a la Ec. (2.21)

$$SN_2^* = a_2 * m_2 * D_2^* = (0.118 * 0.70 * 5) = 0.41$$

A continuación calcularemos el espesor de la subbase conforme a la Ec. (2.22)

$$D_3 \geq SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*) / (a_3 * m_3) = 2.10 - (1.29 + 0.41) / (0.124 * 0.70)$$

$$D_3 = 4.61 \quad \text{adoptar } 5''$$

Siendo el SN_3 absorbido por la subbase conforme a la Ec. (2.23)

$$SN_3^* = a_3 * m_3 * D_3^* = 0.124 * 0.70 * 5 = 0.43$$

Para verificación tenemos la Ec. (2.24), que es la suma de los valores de números estructural de cada capa.

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \quad \text{por lo tanto; } 1.29 + 0.41 + 0.43 = 2.13$$

$$2.13 \geq 2.10$$

Esto quiere decir que el diseño cumple con la condición y significa que cada capa del paquete estructural queda protegida de los esfuerzos a los cuales va a ser sometida. Y los espesores de diseño que cumplen con las especificaciones de los materiales son:

Capa asfáltica: 3'' (7.62 centímetros)

Base: 5'' (12.7 centímetros)

Subbase: 5'' (12.7 centímetros)

5. Análisis e interpretación de los resultados.

5.3.2 Según el método de la INA.

Para establecer los espesores por el método de la INA se tomo en consideración las variabas de diseño determinadas anteriormente en el capítulo 4, las que se presentan a continuación a manera de resumen en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 “Resumen de los datos o variables de diseño por el método de la INA”

VARIABLES METODO DE LA AASTHO	
VARIABLES	DATOS
Nº de ejes equivalente W_{18}	130,937.23
CBR de la subrasante	7%
CBR de base y subbase	52%
Periodo de diseño (años)	20
Módulo resilente subrasante (Mpa)	72.10
Temperatura	24°C

Teniendo en consideración las variables descritas en la tabla 5.4. partimos del nomograma de la Figura 9.5, del espesor completo del concreto asfáltico del Instituto de Asfalto que corresponde a una Temperatura Media Anual del Aire (TMAA) de 24°C, se parte del eje horizontal en están las Carga de Eje Equivalente Simple de $65343.42 = 0.6 \times 10^6$ y de la vertical con el Módulo de Resiliencia (Mr) de la Subrasante en Mpa =72.10 las dos líneas se interceptando en 112.5 milímetros para carpeta asfáltica.

De igual manera con los datos de carga de Ejes Equivalentes y módulo de resiliencia (Mr), igualmente se realiza la intercepción para la base sin estabilizar de 30 cms, dando como resultado 250 milímetros.

Por lo tanto los espesores son:

Carpeta Asfáltica = 10 cm

Capa Base = 25 cm

Dando como resultado la sumatoria de los espesores de 35 cm.

6. CONCLUSIONES

Mediante los resultados obtenidos en campo y laboratorio para el diseño de espesores de pavimento flexible, a lo largo del trabajo se concluye lo siguiente:

Es necesario que sea ejecutado la propuesta de diseño de pavimento flexible en la vía de acceso UNAN-RURD / CDI ya que es una ruta alterna vehicular y además muy transitada por docentes y estudiantes en periodos de clases.

Los materiales encontrados en los sondeos manuales a lo largo de la vía fueron sometidos a pruebas índices y algunas de resistencias para su debida caracterización y se determinó que los materiales son aptos para ser usados en base y subbase en esta ruta de acceso alterno.

Los suelos predominantes en el área de estudio son de tipo granular (A-2-4, A-2-5, A-2-7). También cabe mencionar que la vía está compuesta por material granular (material selecto) el cual fue revestido anteriormente.

El CBR fue determinado a través de métodos indirectos como impacto de clegg y geogauge. Los valores de impacto de Clegg y de rigidez se correlacionaron con los valores de CBR, los que satisfacen dichas expectativas.

Se utilizaron estos equipos por que reducen el tiempo, trabajo y costo al momento de realizar esta prueba. Se pueden tomar mayores cantidades de datos para aumentar la confiabilidad de los resultados obtenidos.

Para el diseño de pavimento flexible se utilizaron dos métodos de análisis, estos fueron el método de la AASTHO del 93 y el método de la INA. Estos fueron seleccionados por ser dos de los métodos más confiables y utilizados en Centro América.

6. Conclusiones

De acuerdo al método AASTHO los espesores requeridos son:

Carpeta asfáltica: 7.62cm

base: 12.7cm

subbase:12.7cm

De acuerdo al método INA los espesores requeridos son:

Carpeta asfáltica: 10 cm

base: 25cm

El método INA solo toma en consideración dos capas la carpeta asfáltica y base.

Ambos métodos cumplen con los espesores mínimos establecidos por el Manual de diseño de pavimento de la SIECA.

De Lo anterior se concluye que el método más efectivo para la realización de este tipo de vía es el propuesto por la AASTHO, ya que es una vía con bajos volúmenes de tránsito y se requiere una carpeta asfáltica de menor espesor lo cual reduce costos sin sacrificar calidad, también este diseño está hecho para que resista efectivamente las cargas de los vehículos que transitarán.

7. RECOMENDACIONES

Se recomienda que el diseño propuesto sea utilizado para el desarrollo de la vía, así como el diseño geométrico ya existente en trabajos realizados anteriormente.

Una de las mayores dificultades que existe en la vía, es el acumulamiento del agua sobre la misma en tiempos de invierno, por lo cual recomendamos que para enriquecer más los estudios realizados en el tramo se realice un estudio hidrológico de las precipitaciones actuales de el área y conforme a eso se realice un diseño hidráulico para mejorar el drenaje en la vía, ya que es lo que mayor afecta el tramo.

Se recomienda realizar pruebas adicionales a los materiales así como pruebas de desgastes, de resistencia etc. También es necesario realizar estudios a más detalle como es el estudio de impacto ambiental ya que no se cuenta con algún estudio de este tipo en la actualidad.

Se recomienda realizar un análisis de costo con respecto a otras alternativas de diseño de pavimento para la vía existente.

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES CONSULTADAS.

1. Arriaga S., 2009 "Pavimentos y terracería".
2. AASTHO, 1993, "Guía para el diseño de estructuras de pavimento".
3. Bice DC., 1985 "Estratigrafía del Cuaternario volcánica de Managua, Nicaragua: Correlación asignación fuente y por la superposición de múltiples depósitos Plinianas". Geol.Soc.Amer. Bull96,553-566.
4. Castrillo E. y Ulloa H., 2005. "Caracterización geotécnica donde se proyecta la construcción del Estadio Nacional de Fútbol". UNAN-Managua.
5. CIGEO, UNAN-Managua, 1999 "Estudio de evaluación de riesgo sísmico geológico del terreno SE en el Recinto Universitario Rubén Darío (RURD-UNAN-Managua)", Managua.
6. CIGEO, UNAN-Managua, 2004 "Estudio de riesgo sísmico para la construcción de dos edificios al SO del campus del Recinto Universitario Rubén Darío (RURD-UNAN-Managua)", Managua.
7. CIGEO-UNAN, Managua, 2005: Estudio geológico-geofísico por fallamiento superficial, en el sitio donde se construirá el Estadio Nacional de Fútbol. Managua.
8. Constantini L., Bonadonna C., Hought B and Wehrmann H, 2008. "Nueva caracterización física de la erupción de lapilli Pliniana basáltica de fontana, Nicaragua". Springer- Verlag 2008. Bull Volcanol (2009) 71:337-355.
9. Corro C., Prado O., 1974 "Diseño estructural de Carreteras con pavimento flexible".
10. Frischbutter A., 2002. "Estructura del graben de Managua, Nicaragua, a partir de imágenes de satélite". Geofis. Int., Vol. 41, Núm.2, Pp87-102.
11. Hradecky P., 1997 "Estudio para el reconocimiento de la amenaza geológica de Managua, Nicaragua". Managua.
12. Hradecky P., 2001. "Informe final de consultoría para el proyecto: Actualización del Mapa Geológico-estructural del Área de Managua". Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), Managua".
13. INA, 1991. "Guía para el diseño de espesores, MS -1".
14. INETER, 2001 "Actualización del mapa de fallas geológicas de Managua". Managua.

8. Bibliografía

15. INETER, 2002. "Actualización del mapa de fallas geológicas de Managua. Informe técnico". Managua-Nicaragua.
16. INETER, 2004 "Guía técnica para la elaboración de estudio geológicos por fallamiento superficial y obtención del aval correspondiente en la ciudad de Managua y sus alrededores". Managua.
17. INETER, 2012 "Caracterización climática de Managua" "<http://webserver2.ineter.gob.ni/Direcciones/meteorologia/estudios/caracterizacion%20climatica%20de%20managua.htm>
18. INV, 1998 "Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito", República de Colombia.
19. Jiménez G., 2009 "Diseño de pavimento flexible, Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM. " Tesis.
20. Kutterolf S., Freundt A., Pérez W., Wehrmann H y Schmincke H. U, 2007 "A finales del Pleistoceno al Holoceno sucesión temporal y la magnitud de los altamente explosivas erupciones volcánicas en el oeste-centro de Nicaragua". J.Volcanol. Geotherm. Res. 163, 55-82.
21. Minaya Gonzales S., Ordoñez Huamán A., 2006 "Diseño moderno de pavimentos Asfálticos", 2da edición.
22. Montejo Fonseca A., 2002 "Ingeniería de pavimentos para carreteras", 2da edición.
23. MTI, 2008 "Manual para revisión de diseños de pavimentos, Corea & Asociados S.A ..
24. MTI, 2008 "Manual para revisión de estudios geotécnicos, Corea & Asociados S.A .
25. NIT – SCT, 2009 "Manual de construcción de carreteras", Normas, Instituto Mexicano del Transporte, México.
26. Rausch J. y Hulrich H., 2010. "Nejapa Tephra: El más joven (c. 1 ka BP) altamente erupción explosiva hydroclastic en el oeste de Managua (Nicaragua)". Volumen Rresearch, 10 Mayo de 2010, páginas 159-177.
27. Rico A., Téllez R., Garnica P., 2000 "Pavimentos flexibles problemática, metodología de diseño y tendencias". Publicación técnica N° 104, IMT

8. Bibliografía

28. Rico del Castillo, 2000 "Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestre", volumen 1, Limusa.
29. SIECA, 2002 "Manual Centroamericano para diseño de pavimentos". Guatemala.
30. Valle O. Martin, 2006.a "Estudio geológicos por fallamiento superficial del terreno. "Edificio centro de investigaciones geocientíficas CIGEO / UNAN-Managua" CEDOC-CIGEO.
31. Wehrmann H., Bonadonna C., Freundt A., Houghton BF. y Kutterolf S., 2006 "Fontana Tephra: Una erupción basáltica pliniana en Nicaragua". En: Rose, WI, Bluth, GJS, Carr, MJ, Ewert, J. Patiño, LC, Vallance, JW (Eds). Peligros Volcánicos en el Centroamérica, Geol. Soc. Am. Spec. Publ., Pp.209-223.
32. Williams S.N, 1983. "Geología y mecanismos eruptivos de Masaya, Nicaragua complejo". Tesis doctoral, Universidad de Dartmouth. Hanover, New Hampshire, EE.UU., 169 pp.

ANEXOS

ANEXO 1

**PROPIEDADES INDICES DE LOS
MATERIALES Y ENSAYOS
REALIZADOS A LOS SUELOS.**

GRANULOMETRIA Y PROPIEDADES INDICE DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS EN EL SONDEOS.

PROYECTO: <u>CDI - UNAN RURD MANAGUA</u>		FECHA: <u>16/10/2012</u>
SONDEO: <u>S1 - E1</u>		MUESTRA: <u>E1</u>
DESCRIPCIÓN: <u>Arenas con limos, color</u>		Método de ensayo: <u>Tamizado</u>
Peso total de la muestra (gr): <u>453.76</u>		
Peso después de lavado (gr): <u>-</u>		

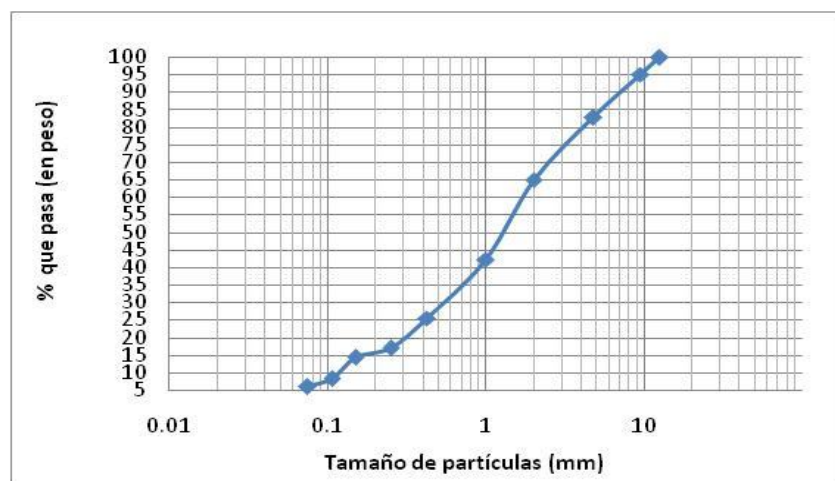
GRANULOMETRIA AASHTO T - 88				
Tamiz	PR	%RP	%RA	%QP
1 1/2"				
1"				
3/4"				
1/2"	1.45	0	0	100
3/8"	22.76	5	5	95
N° 4	55.25	12	17	83
N° 10	80.91	18	35	65
N° 20	103.40	23	58	42
N° 40	75.70	17	74	26
N° 60	38.66	9	83	17
N° 100	12.57	3	86	14
N° 140	27.13	6	92	8
N° 200	10.50	2	94	6
Plato	25.43	6	100	
Suma	453.76	100		

LIMITE LIQUIDO AASHTO T - 89			
ID	1		
Número de golpes	28		
Factor de corrección	1.014		
Tara (gr)	3.60		
Tara+Mat Hum (gr)	25.04		
Tara+Mat Seco (gr)	18.31		
Humedad (%)	45.75		

LIMITE PLÁSTICO AASHTO T - 90			
ID	2		
Tara (gr)	3.64		
Tara+Mat Hum (gr)	11.32		
Tara+Mat Seco (gr)	9.23		
Humedad (%)	37.39		

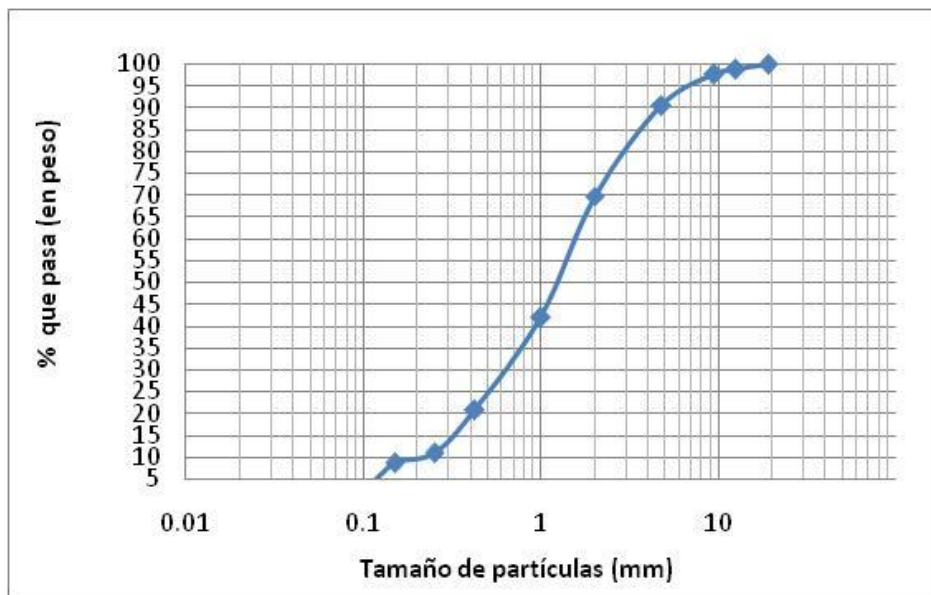
RESULTADOS

Clasificación HRB:	<u>A-2-5 (IG=0)</u>
Límite Líquido:	<u>46.39</u>
Límite Plástico:	<u>37.39</u>
Índice de Plasticidad:	<u>9</u>
D10:	<u>0.13</u>
D30:	<u>0.54</u>
D60:	<u>1.8</u>
Cc:	<u>1.25</u>
Cu:	<u>13.85</u>



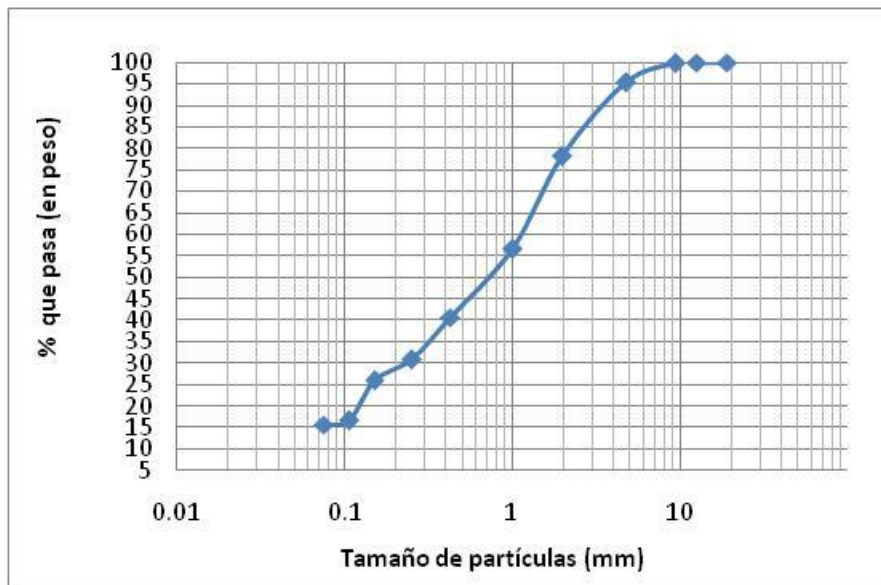
PROYECTO:	CDI - UNAN RURD MANAGUA				FECHA:	17/10/2012	
SONDEO:	S4 - E1				MUESTRA:	E1	
DESCRIPCIÓN:	Arenas, gravas con finos de limo, color café rojizo claro				Método de ensayo:	Tamizado	
Peso total de la muestra (gr):	520.05						
Peso después de lavado (gr):	-						
GRANULOMETRÍA AASTHO T - 88					LIMITE LÍQUIDO AASTHO T - 89		
Tamiz	PR	%RP	%RA	%QP	ID		
1 1/2"					1		
1"					Número de golpes	24	
3/4"	0.00	0	0	100	Factor de corrección	0.9950	
1/2"	6.08	1	1	99	Tara (gr)	3.68	
3/8"	5.99	1	2	98	Tara+Mat Hum (gr)	24.52	
N° 4	37.84	7	10	90	Tara+Mat Seco (gr)	18.88	
N° 10	107.15	21	30	70	Humedad (%)	37.11	
N° 20	144.12	28	58	42			
N° 40	110.47	21	79	21	LIMITE PLÁSTICO AASTHO T - 90		
N° 60	51.20	10	89	11	ID	2	
N° 100	11.60	2	91	9	Tara (gr)	3.73	
N° 140	25.60	5	96	4	Tara+Mat Hum (gr)	10.97	
N° 200	1.00	0	96	4	Tara+Mat Seco (gr)	9.30	
Plato	19.00	4	100		Humedad (%)	29.98	
Suma	520.05	100			RESULTADOS		

Clasificación HRB:	A-2-4 (IG=0)
Límite Líquido:	36.92
Límite Plástico:	29.98
Índice de Plasticidad:	7
D10:	0.16
D30:	0.6
D60:	1.6
Cc:	1.41
Cu:	10.00



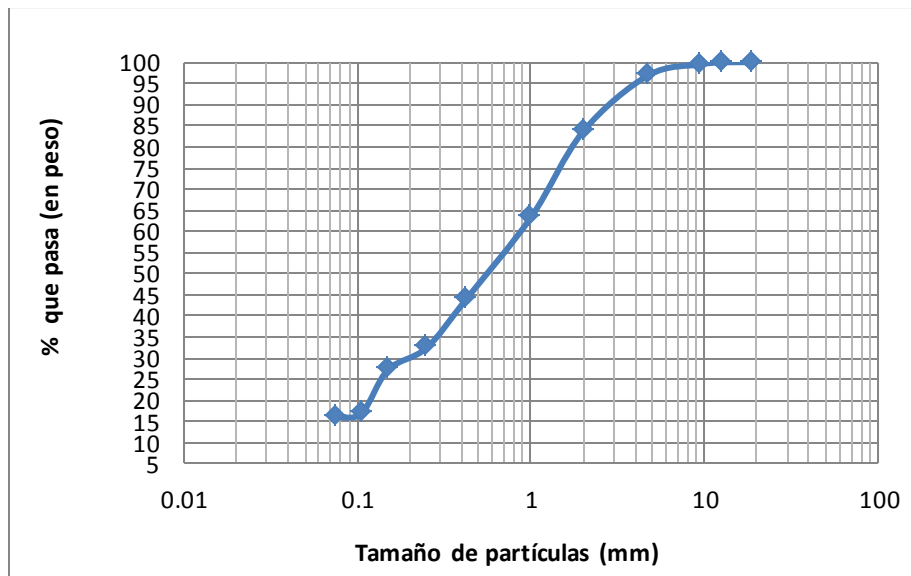
PROYECTO:	CDI - UNAN RURD MANAGUA				FECHA:	17/10/2012	
SONDEO:	S4 - E2				MUESTRA:	M2	
DESCRIPCIÓN:	arena con arcillas, color café claro				Método de ensayo:	Tamizado	
Peso total de la muestra (gr):	502.68						
Peso después de lavado (gr):	-						
GRANULOMETRÍA AASTHO T - 88					LIMITE LIQUIDO AASTHO T - 89		
Tamiz	PR	%RP	%RA	%QP	ID	1	
1 1/2"					Número de golpes	25	
1"					Factor de corrección	1.0000	
3/4"	0.00	0	0	100	Tara (gr)	3.67	
1/2"	0.00	0	0	100	Tara+Mat Hum (gr)	27.98	
3/8"	1.18	0	0	100	Tara+Mat Seco (gr)	21.02	
N° 4	23.00	5	5	95	Humedad (%)	40.12	
N° 10	86.00	17	22	78			
N° 20	107.86	21	43	57			
N° 40	80.26	16	59	41			
N° 60	49.10	10	69	31			
N° 100	25.06	5	74	26			
N° 140	46.40	9	83	17			
N° 200	4.72	1	84	16			
Plato	79.16	16	100				
Suma	502.68	100					
					LIMITE PLÁSTICO AASTHO T - 90		
					ID	2	
					Tara (gr)	3.73	
					Tara+Mat Hum (gr)	9.24	
					Tara+Mat Seco (gr)	7.99	
					Humedad (%)	29.34	
					RESULTADOS		

Clasificación HRB:	A-2-6 (IG=0)
Límite Líquido:	40.12
Límite Plástico:	29.34
Índice de Plasticidad:	11
D10:	-
D30:	0.24
D60:	1.2
Cc:	-
Cu:	-

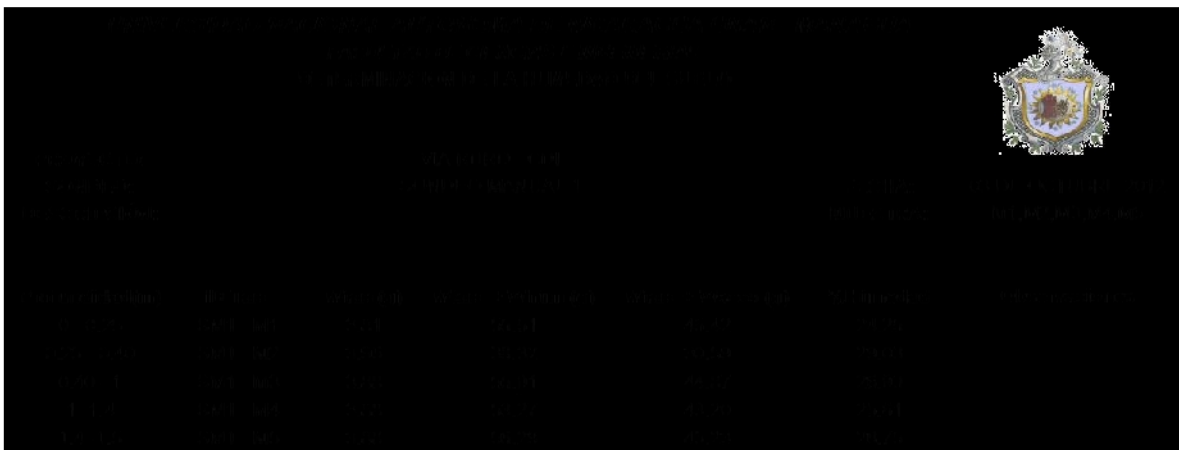


PROYECTO:	CDI - UNAN/RURD MANAGUA				FECHA:	17/10/2012	
SONDEO:	S4 - E3				MUESTRA:	E3	
DESCRIPCIÓN:	Areana con finos de alta plasticidad, color café claro				Método de ensayo:	Tamizado	
Peso total de la muestra (gr):	476.21						
Peso después de lavado (gr):	-						
GRANULOMETRIA AASTHO T - 88					LIMITE LIQUIDO AASTHO T - 89		
Tamiz	PR	%RP	%RA	%QP	ID	1	
1 1/2"					Número de golpes	29	
1"					Factor de corrección	1.018	
3/4"	0.00	0	0	100	Tara (gr)	3.67	
1/2"	0.00	0	0	100	Tara+Mat Hum (gr)	31.17	
3/8"	2.37	0	0	100	Tara+Mat Seco (gr)	23.09	
N° 4	12.24	3	3	97	Humedad (%)	41.61	
N° 10	63.33	13	16	84			
N° 20	96.82	20	37	63			
N° 40	91.78	19	56	44			
N° 60	55.28	12	68	32			
N° 100	24.63	5	73	27			
N° 140	48.60	10	83	17			
N° 200	5.24	1	84	16			
Plato	75.92	16	100				
Suma	476.21	100					
					LIMITE PLÁSTICO AASTHO T - 90		
					ID	2	
					Tara (gr)	3.70	
					Tara+Mat Hum (gr)	9.15	
					Tara+Mat Seco (gr)	7.94	
					Humedad (%)	28.54	
					RESULTADOS		

Clasificación HRB:	A-2-7 (IG=0)
Límite Líquido:	42.36
Límite Plástico:	28.54
Índice de Plasticidad:	14
D10:	-
D30:	0.19
D60:	0.88
Cc:	-
Cu:	-



HUMEDAD INSITU POR SONDEOS



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA UNAN - MANAGUA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
DETERMINACION DE LA HUMEDAD DEL SUELO

PROYECTO: VIA RURD - CDI

SONDEO: SONDEO MANUAL 2

DESCRIPCIÓN: _____

FECHA: 03 DE OCTUBRE 2012

MUESTRA: M1,M2,M3,M4

Profundidad(m)	ID Tara	Wtara(g)	Wtara + Whúm (g)	Wtara + Wseco (g)	%Húmedad	Observaciones
0 - 0.40	SM2 - M1	3.80	71.18	52.47	38.44	
0.40 - 1.10	SM2 - M2	3.91	65.78	47.45	42.10	
1.10 - 1.25	SM2 - M3	3.90	65.23	45.96	45.82	
1.25 - 1.5	SM2 - M4	3.82	49.78	34.55	49.56	

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA UNAN - MANAGUA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
DETERMINACION DE LA HUMEDAD DEL SUELO

PROYECTO: VIA RURD - CDI

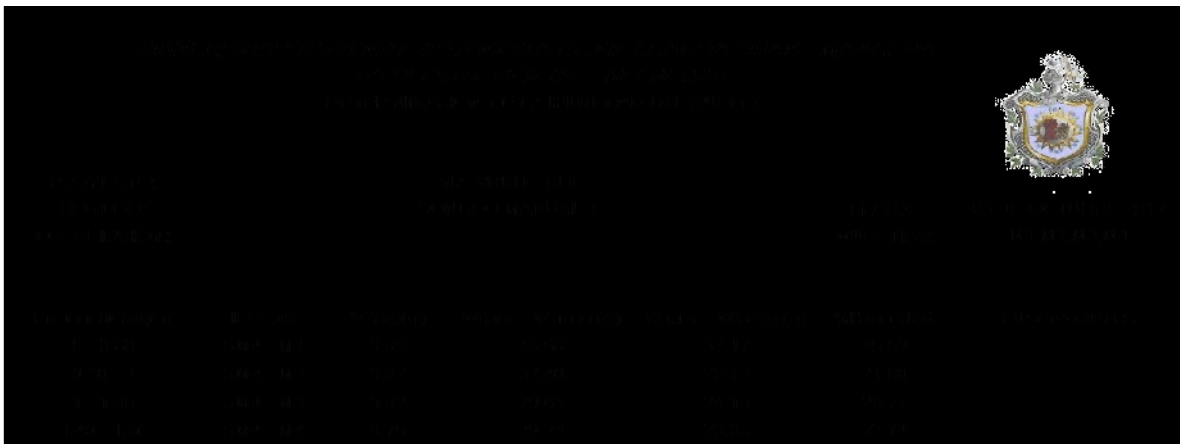
SONDEO: SONDEO MANUAL 3

DESCRIPCIÓN: _____

FECHA: 03 DE OCTUBRE 2012

MUESTRA: M1,M2,M3

Profundidad(m)	ID Tara	Wtara(g)	Wtara + Whúm (g)	Wtara + Wseco (g)	%Húmedad	Observaciones
0 - 0.30	SM3 - M1	3.81	34.18	27.41	28.89	
0.30 - 1.10	SM3 - M2	3.86	33.78	28.97	19.16	
1.10 - 1.50	SM3 - M3	3.82	40.49	34.60	19.14	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA UNAN - MANAGUA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
DETERMINACION DE LA HUMEDAD DEL SUELO



PROYECTO: VIA RURD - CDI
SONDEO: SONDEO MANUAL 5
DESCRIPCIÓN: _____





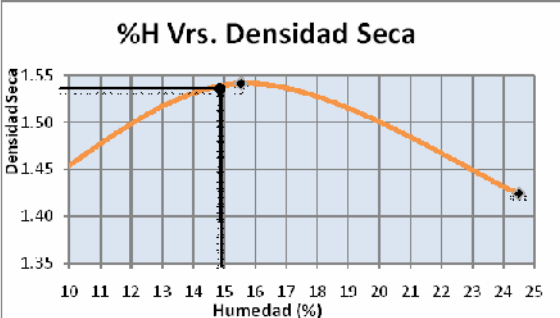
FECHA: 03 DE OCTUBRE 2012
MUESTRA: M1,M2,M3,M4

Profundidad(m)	ID Tara	Wtara(g)	Wtara + Whúm (g)	Wtara + Wseco (g)	%Húmedad	Observaciones
0 - 0.60	SM5 - M1	3.86	52.82	46.80	14.02	
0.60 - 1	SM5 - M2	3.92	39.00	31.24	28.40	
1 - 1.40	SM5 - M3	3.80	32.35	26.42	26.33	
1.40 - 1.50	SM5 - M4	4.01	40.85	32.12	31.08	


TABLA DE RESULTADOS DE CONO Y ARENA EN LA BASE DE LA VÍA DE ACCESO

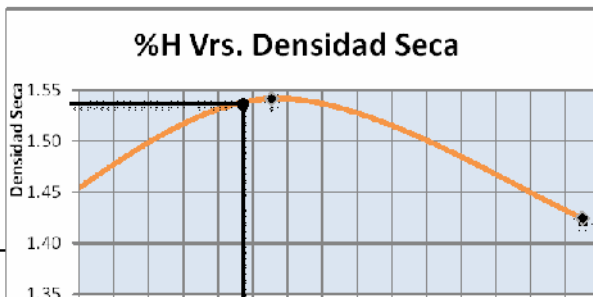
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARIO				
VOLUMEN DE LA CAVIDAD				
ENSAYO N°		1		
PESO DEL EQUIPO (g)		644.2		
PESO APARATO + ARENA (g)		6477.4		
PESO APARATO + ARENA RESTANTE (g)		2483.6		
PESO DE LA ARENA EN LA CAVIDAD (g)		5221.9		
DENSIDAD DE LA ARENA OTTAWA (g/cm ³)		1.46		
VOLUMEN DE LA CAVIDAD (cm ³)		3576.64		
HUMEDAD				
PESO DE LA TARA (g)		19.2		
PESO HUMEDO + TARA (g)		309.4		
PESO SECO + TARA (g)		282.3		
PESO DEL AGUA (kg/cm ³)		1000		
% DE HUMEDAD		10.30		
DENSIDAD HUMEDA Y DENSIDAD SECA				
PESO DE LA ARENA EN LA CAVIDAD (g)		5221.9		
VOLUMEN DE LA CAVIDAD (cm ³)		3576.64		
% HUMEDAD		10.30		
DENSIDAD HUMEDA		1.46		
DENSIDAD SECA		1.32		
DATOS DE COMPACTACION				
DENSIDAD MAXIMA		1.55		
DENSIDAD SECA EN CAMPO		1.32		
PORCENTAJE DE COMPACTACION		85.16		

ENSAYO PROCTOR DE LA SUBBRASANTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA		RECINTO UNIVERSITARIO RUBÉN DARÍO		FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS		ENSAYO DE COMPACTACIÓN		DE LABORATORIO	
									
AASTHO T-180									
Datos del Proyecto					Fecha: 30/10/2012				
Nombre: CDI - RURD					Tipo de Ensayo: -				
Ubicación: UNAN Managua					No. de Golpes por capa: 25				
Etapa: Estudios Técnicos y Diseño					Número de Capas: 5				
Descripción del Material: Arena, gravas con finos de alta plasticidad (A-2-7)									
Localización y Descripción del Sitio de Origen: Extraída de la subrasante de la vía que conecta el CDI con el RURD, proyecto "Diseño de espesores de pavimento flexible"									
Clasificación del Suelo:									
Sistema AASTHO: A - 2 - 7									
Densidad Seca									
Molde Número	1.00	2.00	3.00						
Peso del Molde + Muestra compactada (gr):	5645.40	5916.80	5909.80						
Peso del molde (gr):	4235.40	4235.40	4235.40						
Peso de Muestra Compactada (gr)	1410.00	1681.40	1674.40						
Volumen de Muestra Compactada (gr):	944.00	944.00	944.00						
Densidad Húmeda (gr/cm ³):	1.49	1.78	1.77						
Humedad (%):	7.17	15.54	24.50						
Densidad Seca (gr/cm ³):	1.39	1.54	1.42						
Humedad									
Molde Número	1.00	2.00	3.00						
Id de Tara	M1	M2	M3						
Peso de Tara + Suelo Húmedo (gr)	65.66	64.10	82.96						
Peso de Tara + Suelo Seco (gr)	61.51	55.98	51.30						
Peso de Tara (gr)	3.68	3.72	3.70						
% de Humedad	7.17	15.54	24.50						
					Resultados del Ensayo				
					Humedad Óptima (%)		14.8		
					Densidad Seca Máxima (gr/cm ³):		1.55		
Observaciones									
Cuando este material es sometido a energía de compactación se desintegra, ocasionando que el porcentaje de humedad requerido para llegar a la humedad óptima, se incremente y al final la densidad seca máxima es relativamente baja, lo que podría deberse quizás por el origen geológico y la composición química de la roca.									
REALIZADO POR : BR. ESCARLETH DE LOS ANGELES GOMEZ MURILLO BR. JOSE BENEFIGUEROA GONZALEZ									

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO DE LA BASE GRANULAR

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA RECINTO UNIVERSITARIO RUBÉN DARÍO FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS ENSAYO DE COMPACTACIÓN DE LABORATORIO AASTHO T-180					
Datos del Proyecto Fecha: 30/10/2012					
Nombre: CDI - RURD Tipo de Ensayo: -					
Ubicación: UNAN Managua No. de Golpes por capa: 25					
Etapas: Estudios Técnicos y Diseño Número de Capas: 5					
Descripción del Material: Arena, gravas con finos de alta plasticidad (A-2-7)					
Localización y Descripción del Sitio de Origen: Extraída de la subrasante de la vía que conecta el CDI con el RURD, proyecto "Diseño de espesores de pavimento flexible"					
Clasificación del Suelo: Sistema AASTHO: A - 2 - 7					
Densidad Seca					
Molde Número	1.00	2.00	3.00		
Peso del Molde + Muestra compactada (gr):	6134.50	6224.50	4462.70		
Peso del molde (gr):	4235.40	4235.40	4235.40		
Peso de Muestra Compactada (gr):	1899.10	1989.10	227.30		
Volumen de Muestra Compactada (gr):	944.00	944.00	944.00		
Densidad Húmeda (gr/cm ³):	2.01	2.11	0.24		
Humedad (%):	7.51	12.10	10.35		
Densidad Seca (gr/cm ³):	1.87	1.88	0.22		
Humedad					
Molde Número	1.00	2.00	3.00		
Id de Tara	M1	M2	M3		
Peso de Tara + Suelo Húmedo (gr)	45.96	55.31	45.50		
Peso de Tara + Suelo Seco (gr)	43.00	49.73	41.57		
Peso de Tara (gr)	3.57	3.62	3.61		
% de Humedad	7.51	12.10	10.35		
Resultados del Ensayo					
Humedad Óptima (%)		14.8			
Densidad Seca Máxima (gr/cm ³):		1.55			
Observaciones					
ndo este material es sometido a energía de compactación esintegra, ocasionando que el porcentaje de humedad erido para llegar a la humedad óptima, se incrementa final la densidad seca máxima es relativamente baja, lo que ría deberse quizás por el origen geológico y la posición química de la roca.					
BR. JOSE RENE FIGUEROA GONZALEZ					



RESULTADOS DE LOS VALORES DE CBR TOMADOS CON LOS INSTRUMENTOS IMPACTO DE GLEGG Y GEOGAUGE EN LA SUBRASANTE

Profundidad de (25 centímetros)

Ecuacion para claculo de clegg: $CBR = 0.1691(CIV)^{1.695}$

lecturas	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5
1	15.2	1.5	4	4.9	9.4
2	19.4	2.5	4.7	4.9	10
3	22.2	2.9	5.3	5.2	10.5
4	22.3	3.2	6	5.5	11
5	22.4	3.6	6.3	5.6	11.5
6	22.5	3.4	6.4	6.2	12.6
7	22.6	3.6	6.7	6.4	12.8

Valores de CBR

punto 1	punto 2	punto 3	punto 4	punto 5
17.04	0.34	1.77	2.50	7.54
25.76	0.80	2.33	2.50	8.38
32.38	1.03	2.86	2.77	9.10
32.62	1.21	3.52	3.04	9.85
32.87	1.48	3.83	3.14	10.62
33.12	1.35	3.93	3.73	12.40
33.37	1.48	4.25	3.93	12.73

Valores de geogauge CBR=0.0039 (8.672KG) 2-5.75

lecturas	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5	lecturas	detalles
1	93.01	37.51	33.34	35.52	95.15	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	10.72	4.32	3.84	4.09	10.97	52 - 5(Mn/m)	Rigides
2	73.73	34.67	35.08	40.01	89.7	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	8.5	4	4.04	4.61	10.31	52 - 5(Mn/m)	Rigides
3	82.89	35.56	34.96	39.34	96.4	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	9.56	4.1	4.03	4.54	11.11	52 - 5(Mn/m)	Rigides
4	88.31	36.97	36.62	39.34	93.01	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	10.18	4.26	4.21	4.54	10.72	52 - 5(Mn/m)	Rigides
5	90.68	37.37	34.87	63.97	86.46	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	10.45	4.31	4.02	7	9.97	52 - 5(Mn/m)	Rigides
Pemedio	9.88	4.20	4.03	4.96	10.62	52 - 5(Mn/m)	Rigides

Valores de CBR

Punto 1	punto 2	punto 3	punto 4	punto 5
27.95	-0.28	-1.43	-0.84	29.55
15.44	-1.06	-0.96	0.48	25.43
21.06	-0.82	-0.99	0.30	30.45
24.64	-0.43	-0.55	0.30	27.95
26.28	-0.30	-1.01	8.62	23.40

RESULTADOS DE LOS VALORES DE CBR TOMADOS CON LOS INSTRUMENTOS IMPACTO DE GLEGG Y GEOGAUGE EN LA BASE

Ecuacion para claculo de clegg: $CBR= 0.1691(CIV)^{1.695}$

lecturas	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5
1	21.9	25.6	24.4	20.6	24.1
2	26	29.9	29.4	27.6	27.1
3	25	29.9	31.2	30.7	29.9
4	28.3	29.7	31.4	32.8	31
5	28.2	29.9	35.6	34.6	31.4
6	29.2	29.9	37.6	35.6	34
7	28.8	30	37.9	37	33.9

Valores de CBR

punto 1	punto 2	punto 3	punto 4	punto 5
31.64	41.22	38.00	28.52	37.21
42.32	53.63	52.12	46.83	45.40
39.60	53.63	57.64	56.08	53.63
48.86	53.02	58.27	62.74	57.02
48.56	53.63	72.09	68.69	58.27
51.52	53.63	79.08	72.09	66.68
50.33	53.93	80.16	76.96	66.35

Valores de geogauge $CBR=0.0039 (8.672KG) 2-5.75$

lecturas	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5	lecturas	detalles
1	139.73	138.6	114.92	136.99	123	51 - Y (Mpa)	Modulo de Young
	16.11	15.92	13.25	19.54	14.19	52 - 5(Mn/m)	Rigides

Valores de CBR

% CBR	70.37	68.58	45.74	106.23	53.31
-------	-------	-------	-------	--------	-------

ANEXO 2

HOJA DE TRABAJO PARA ANALISIS DEL TRÁNSITO

AFORO REALIZADO EN EL SITIO DE ESTUDIO UNAN/RURD – CDI

TRAMO : UNAN / RURD - CDI

FECHA 20/08/2012

AFORO DE LA VIA DE ACCESO UNAN/RUD - CDI DEL TRANSITO PROMEDIO DIARIO

HORA	VEHICULOS DE PASAJEROS				SUBTOTAL	VEHICULOS DE CARGA			SUBTOTAL	EQUIPO PESADO		PERSONAS
	MOTOS	AUTOS	JEEP	CAMIONETAS		LIV. DE C2	C-2	C-3		V.A	V.C	
6-7 AM	2	12	2	2	18				0			9
7-8 AM	1	16	4	1	22	4			4			24
8-9 AM		8		1	9	2			2			16
9-10 AM	1	12			13				0			7
10-11 AM		2			2				0			6
11-12 AM	1	2			3				0			14
12-1 PM		4			4				0			8
1-2 PM		1			1				0			2
2-3 PM		3			3	1			1			6
3-4 PM	1	8		2	11	2			2			8
4-5 PM	4	16	4	2	26	3			3			21
5-6 PM		16			16				0			20
6-7 PM					0				0			16
TOTAL					128				12			157

Tabla 9.1 “Factor de Crecimiento”, Instituto de Asfalto, 1991.

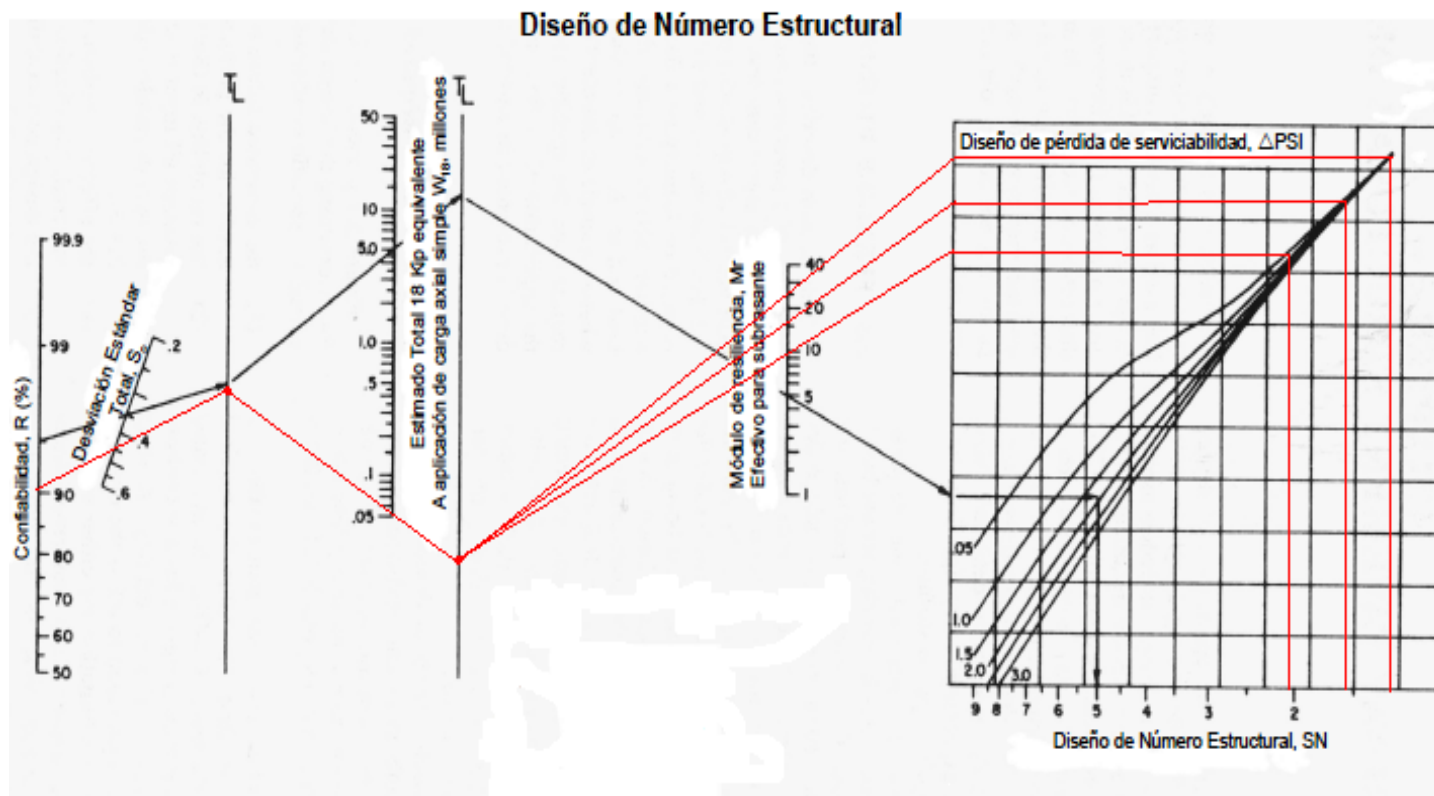
PERIODO DE DISEÑO (Años)	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL (Porcentaje) r						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Tabla 9.2 “Factor de equivalencia de carga – INA”, Instituto de Asfalto (MS-1), 1991.

Cargas por eje		Factores equivalentes de carga		
Kn	Lbs	Ejes simples	Ejes Tándem	Ejes Tridem
4.45	1000	0.00002		
8.9	2000	0.00018		
17.8	4000	0.00209	0.0003	
26.7	6000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12000	0.189	0.014	0.003
62.3	14000	0.360	0.027	0.006
71.2	16000	0.623	0.047	0.011
80.0	18000	1.000	0.077	0.017
89.0	20000	1.51	0.121	0.027
97.9	22000	2.18	0.180	0.040
106.8	24000	3.03	0.260	0.057
115.6	26000	4.09	0.364	0.080
124.5	28000	5.39	0.495	0.109
133.4	30000	6.97	0.658	0.145
142.3	32000	8.88	0.857	0.191
151.2	34000	11.18	1.095	0.246
160.1	36000	13.93	1.38	0.313
169.0	38000	17.20	1.7	0.393
178.0	40000	21.08	2.08	0.487
187.0	42000	25.64	2.51	0.597
195.7	44000	31.00	3.00	0.723
204.5	46000	37.24	3.55	0.868
213.5	48000	44.50	4.17	1.033
222.4	50000	52.88	4.86	1.22
231.3	52000		5.63	1.43
240.2	54000		6.47	1.66
249.0	56000		7.41	1.91
258.0	58000		8.45	2.20
267.8	60000		9.59	2.51
275.8	62000		10.84	2.85
284.5	64000		12.22	3.22
293.5	66000		13.73	3.62
302.5	68000		15.38	4.05
311.5	70000		17.19	4.52
320.0	72000		19.16	5.03
329.0	74000		21.32	5.57
338.0	76000		23.66	6.15
347.0	78000		26.22	6.78
356.0	80000		29.0	7.45
364.7	82000		32.0	8.2
373.6	84000		35.3	8.9
382.5	86000		38.8	9.8
391.4	88000		42.6	10.6

ANEXO 3

RESULTADOS DE LOS DISEÑOS DE ESPESORES DE PAVIMENTO FLEXIBLES. TABLAS Y FIGURAS



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1993

Figura 9.1 “Ábaco para el calculo del numero estructural.”(AASHTO, 1993)

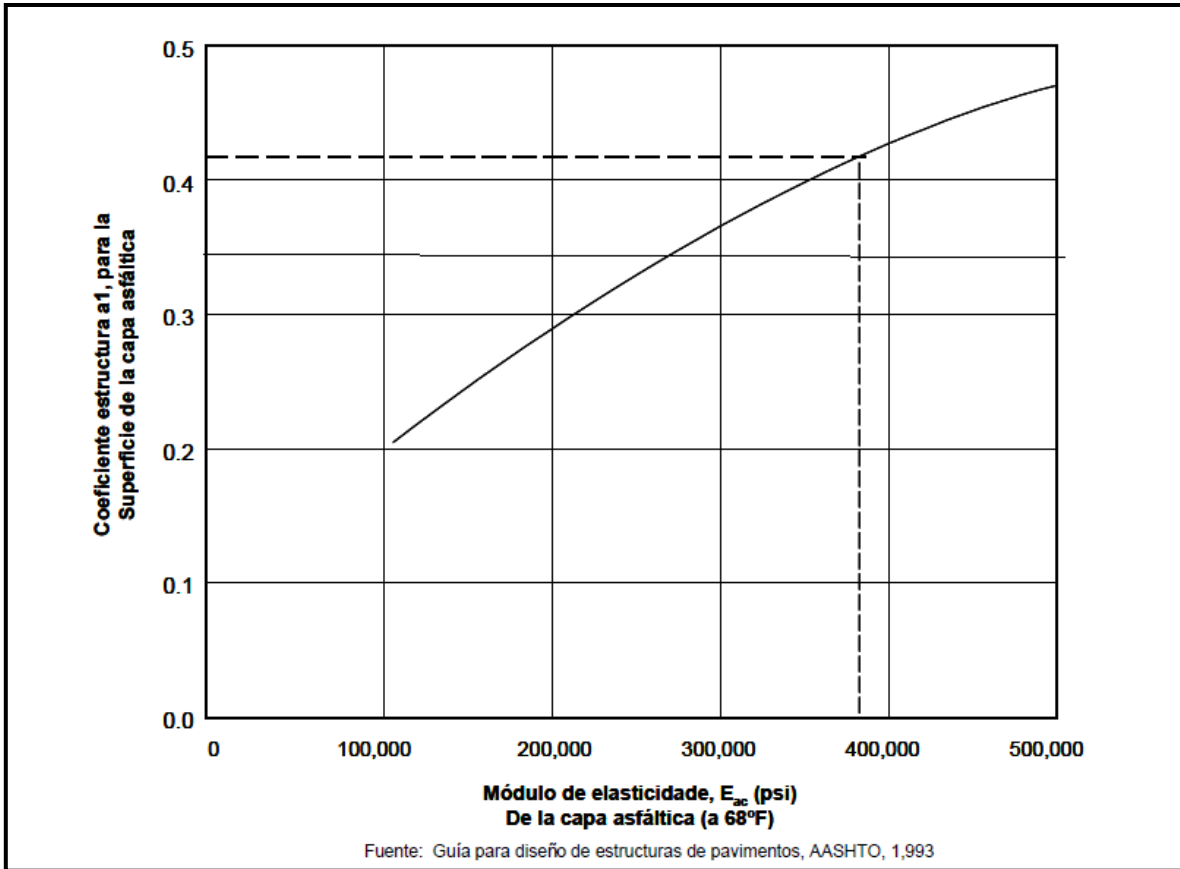
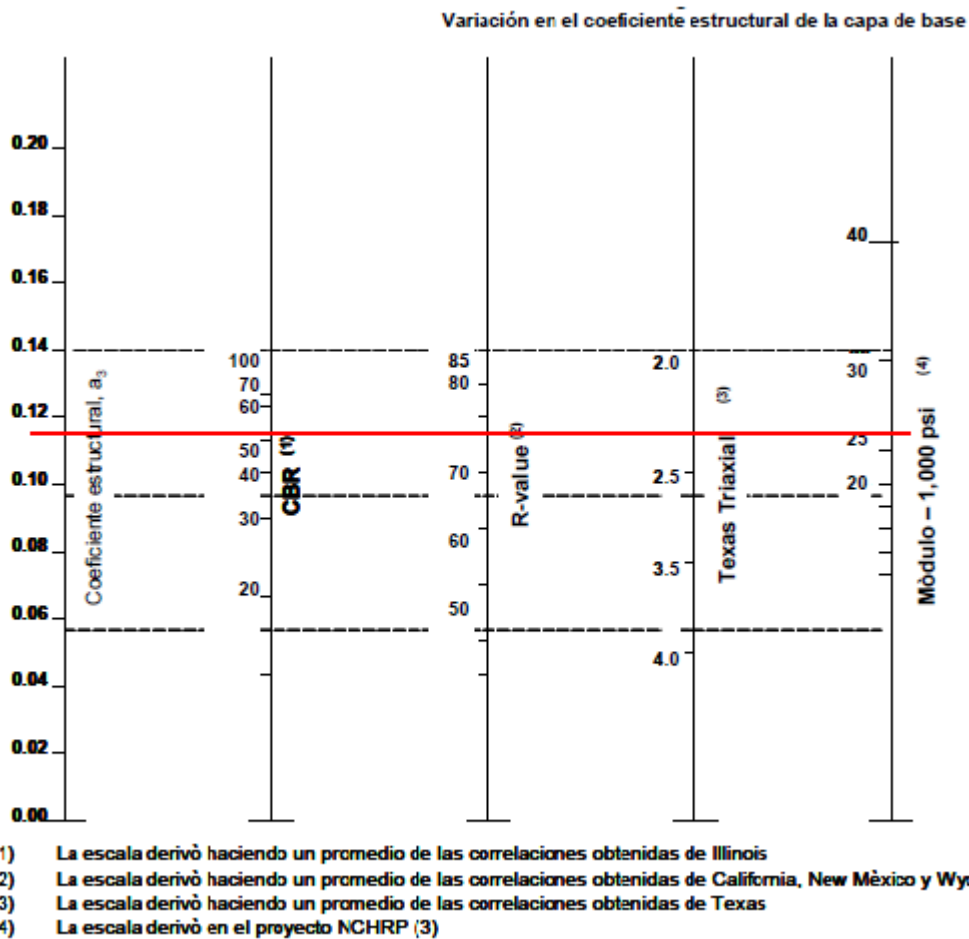


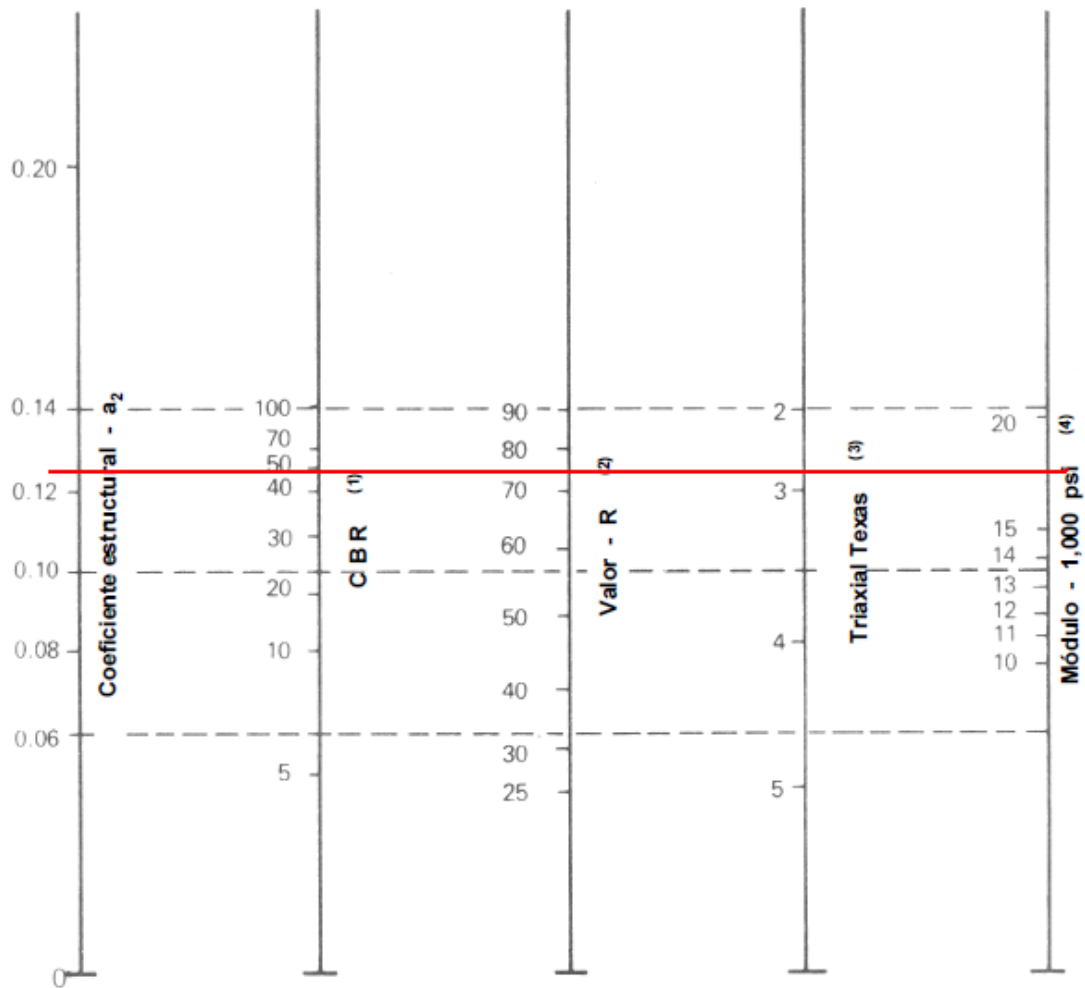
Figura 9.2 “coeficiente estructural a partir del modulo elástico del concreto”



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1,993

Figura 9.3 “grafico de variación estructural de la capa base granular” (AASHTO, 1993)

Variación en el coeficiente estructural de la capa de subbase



- (1) Escala derivada de las correlaciones de Illinois
- (2) Escala derivada de las correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, New México y Wyoming
- (3) Escala derivada de las correlaciones de Texas
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Figura 9.4 “Grafico de variación de coeficiente de subbase granular. (AASTHO, 1993)

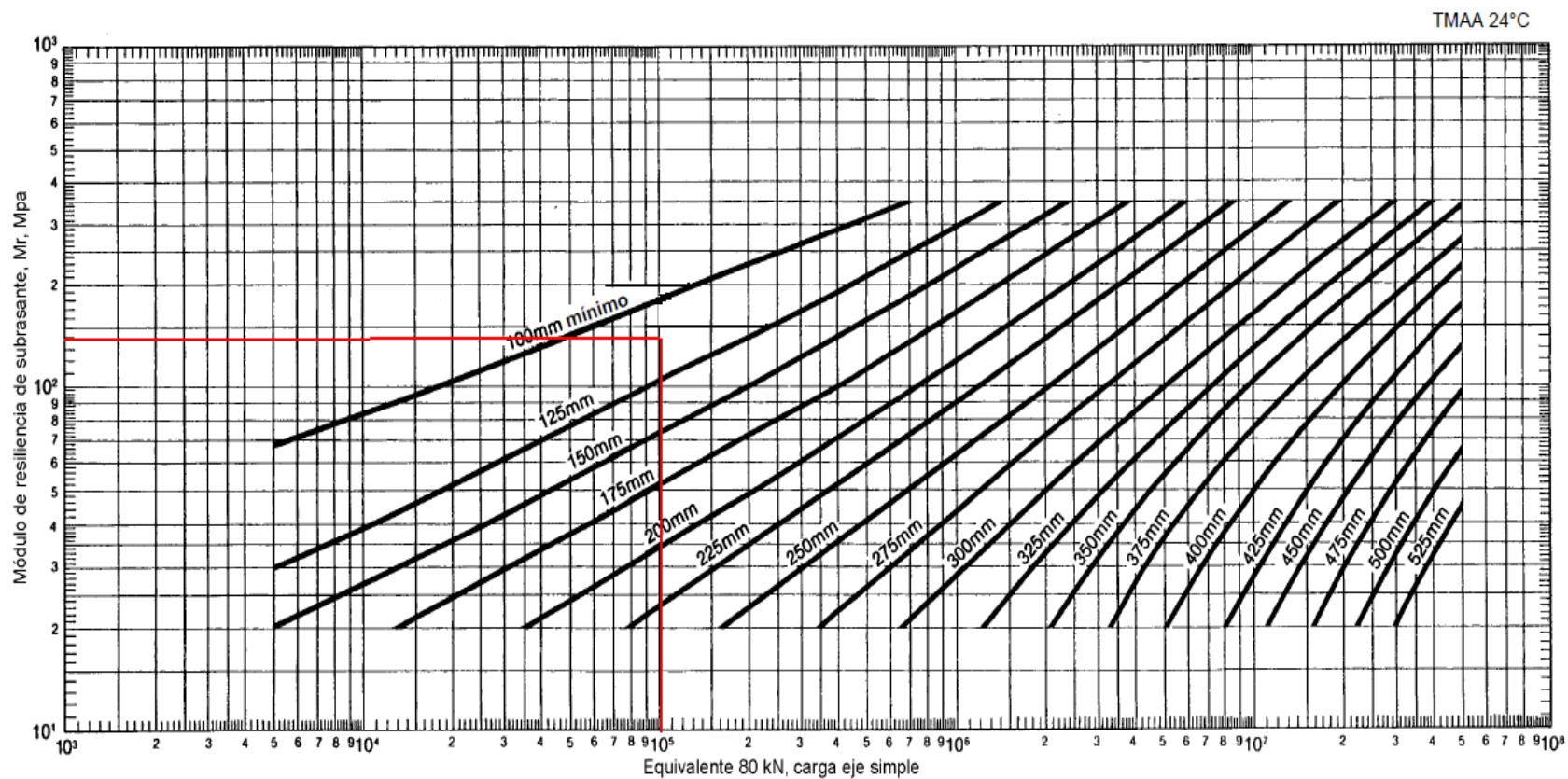


Figura 9.5 “Espesor completo del concreto asfaltico” (SIECA, 2002)

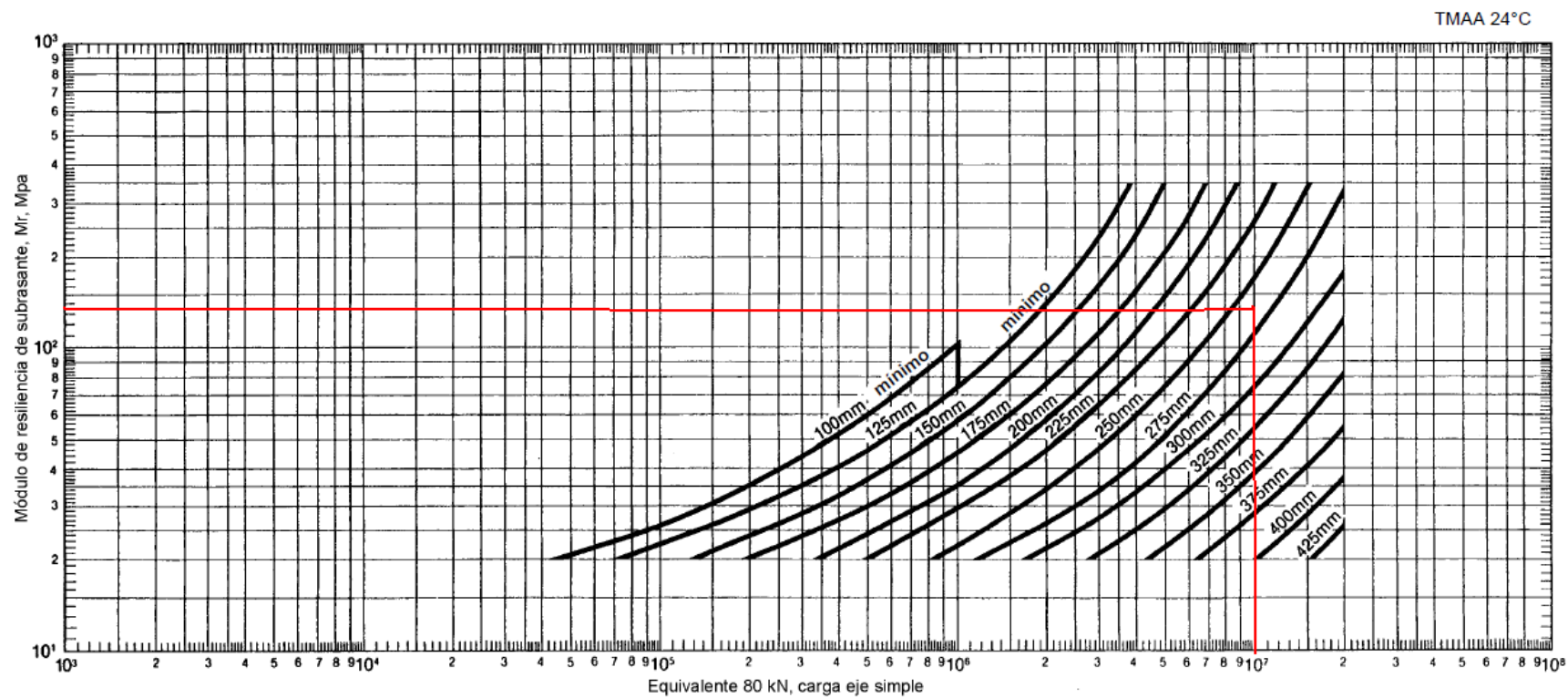


Figura 9.6 “Agregado de base granular de 300 milímetros de espesor” (SIECA, 2002).

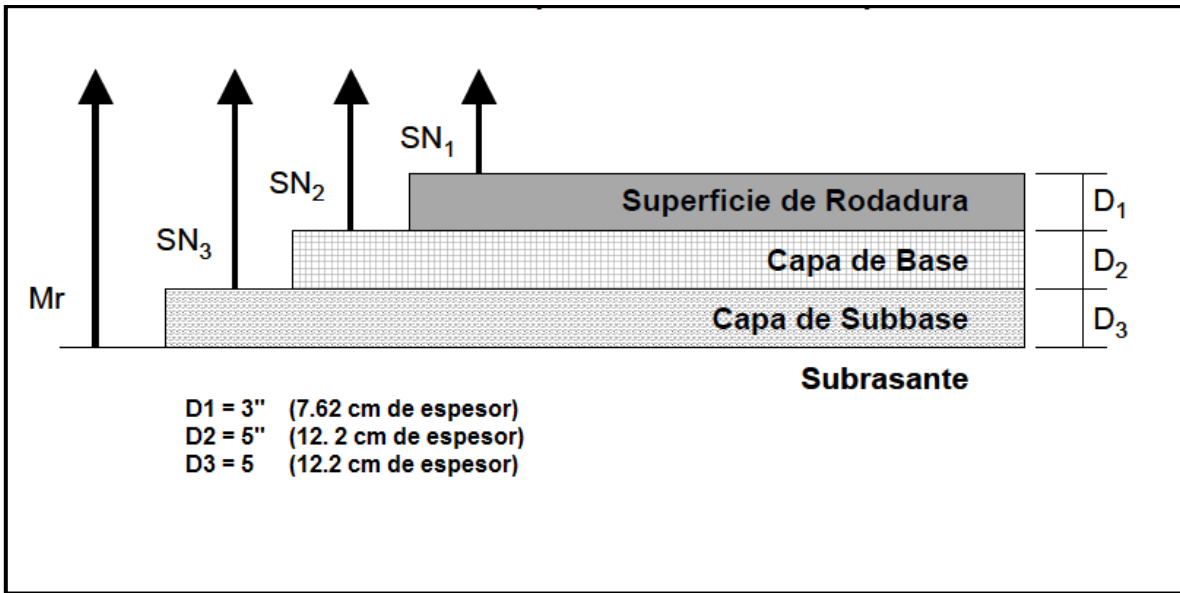


Figura 9.7 "Resultado de los espesores por el método de la AASTHO"

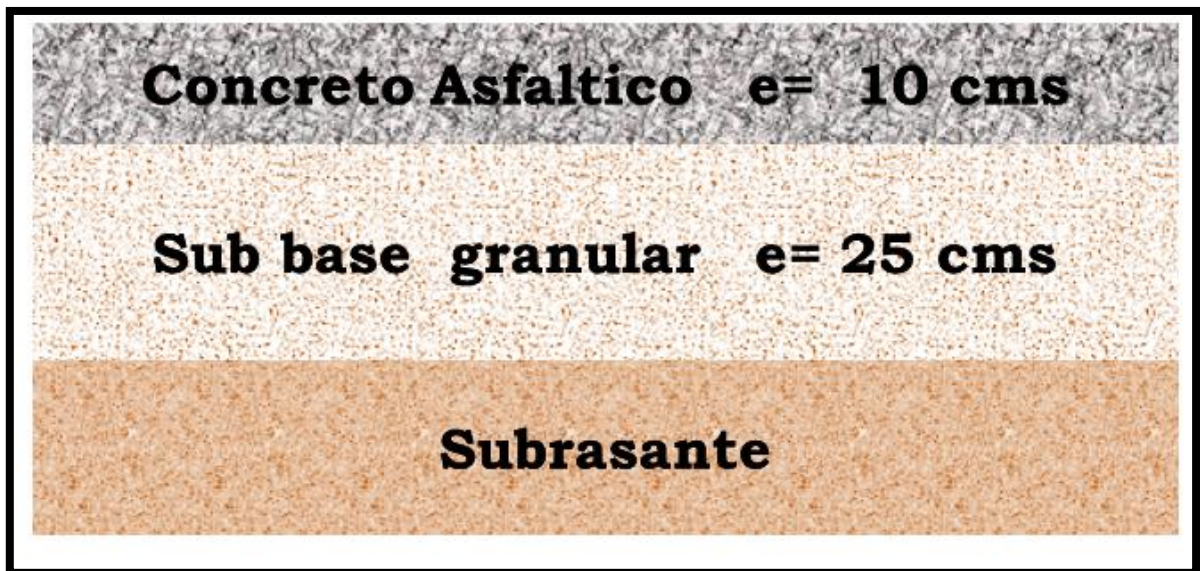


Figura 9.8 "Resultados de los espesores por el método del Instituto Nacional de Asfalto"