UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

DISEÑO DE 800 METROS DE PAVIMENTO FLEXIBLE EN EL BARRIO LOMAS DE SAN JUDAS 1ra ETAPA, MANAGUA UTILIZANDO EL MÉTODO AASHTO 93

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Ana Carolina Pérez Castellón

Br. Yaneris Nohemy Romero Blandón

Tutor

Ing. Claudia Verónica Reyes Romero

Managua, Enero 2019

RESUMEN EJECUTIVO

En el desarrollo de esta monografía se realizará el diseño de estructura de pavimento flexible para 800 metros lineales en el barrio Lomas de San Judas de Managua, en el que se hará uso tanto de la AASTHO 93 y el Manual Centroamericano para diseño de pavimentos de la SIECA. para el diseño de la estructura de pavimento flexible, así como las especificaciones generales para la construcción de calles, camino y puentes NIC-2000 y los manuales de revisión emitidos por el MTI.

Este documento cuenta con 5 capítulos donde se reflejan los resultados obtenidos al realizar los estudios pertinentes:

CAPITULO I: Información general

Aborda generalidades a cerca de las carreteras de Managua, también se hace una descripción del sitio y se realiza una explicación de la importancia que tiene este trabajo monográfico, así como el objetivo de éste.

CAPITULO II: Estudio de tránsito

Para éste se realizó 2 aforos vehiculares, 1 en la vía de estudio y otro en una vía alterna por motivos de poco transitabilidad de vehículos, con el fin de obtener los ESAL’s y así conocer la carga que tendrá que soportar la estructura de pavimento.

CAPITULO III: Estudio de suelos

Se presentan los resultados de los análisis físico-mecánicos del material muestreado de la vía para determinar si presta las condiciones requeridas para ser utilizado como subrasante. De igual forma los análisis de los bancos de materiales para determinar si pueden ser usados como materiales de subbase y base.

Los ensayos realizados y requeridos para determinar la calidad de los materiales se presentan a continuación: granulometría, índice de plasticidad, límite líquido, Proctor modificado y ensayo CBR.

CAPITULO IV: Diseño de estructura de pavimento

Está enfocado en el diseño de pavimento basándose en el método AASTHO-93, partiendo de los resultados obtenidos en el estudio de tránsito y de suelos para determinar los espesores idóneos que conformarán la estructura de pavimento final.

CAPÍTULO V: Drenaje superficial

A lo largo del trazo de la carretera se requirió diseñar las cunetas para que las diferentes corrientes de agua atraviesen la estructura teniendo el mínimo efecto sobre ésta, mediante el cálculo del caudal máximo probable tomando en cuenta los datos topográficos y de áreas.

CAPÍTULO VI: Conclusiones y recomendaciones

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I: INFORMACIÓN GENERAL 1

1.1 Introducción 1

1.2 Antecedentes 2

1.3 Justificación 3

1.4 Objetivos 4

1.4.1 Objetivo general 4

1.4.2 Objetivos específicos 4

1.5 Ubicación del proyecto 5

CAPÍTULO II: ESTUDIO DE TRÁNSITO 7

2.1 Generalidades 7

2.2 Clasificación vehicular en nicaragua 7

2.3 Aforo vehicular 8

2.3.1 Tiempos de aforo 8

2.4 Ejes equivalentes 10

2.4.1 Estimación de tránsito futuro 11

2.4.2 Volúmenes de tránsito promedio 12

2.4.3 Factor de distribución por dirección 15

2.4.4 Factor de distribución por carril 16

2.4.5 Factor de crecimiento 17

2.4.6 Tránsito de diseño 21

2.4.7 Factor de equivalencia de carga 22

2.4.8 Cálculo de ejes equivalentes o esal´s 23

CAPÍTULO III: ESTUDIO DE SUELOS 25

3.1 Generalidades 25

3.2 Sondeos manuales 25
3.3 Propiedades físico-mecánicas 26
3.3.1 Contenido de humedad 27
3.3.2 Análisis granulométrico (método mecánico) 27
3.3.3 Sondeo 1 muestra 1 est. 0+000 (banda izquierda) 28
3.3.4 Sondeo 1 muestra 2 est. 0+000 29
3.3.5 Sondeo 2 muestra 1 est. 0+267 (banda derecha) 30
3.3.6 Sondeo 2 muestra 2 est. 0+267 31
3.3.7 Sondeo 3 muestra 1 est. 0+534 (banda izquierda) 32
3.3.8 Sondeo 3 muestra 2 est. 0+534 33
3.3.9 Sondeo 4 muestra 1 est. 0+800 (banda derecha) 34
3.3.10 Límites de atterberg 34
3.3.11 Próctor 36
3.3.13 California bearing ratio c.b.r. 39
3.4 Clasificación de los suelos método aashto 42
3.5 Bancos de préstamo 44
3.5.1 Banco san isidro libertador 44
3.5.2 Banco mina sandino 45
3.5.3 Banco cerro talpetate 46
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL MÉTODO AASHTO 93 49
4.1 Generalidades 49
4.2 Evolución del método 50
4.3 Elementos de una estructura de pavimento flexible 51
4.3.1 Subrasante 51

4.3.2 Subbase 53
4.3.3 Base 54
4.3.4 Carpeta de rodamiento 56
4.4 Método aashto 93 57
4.4.1 Módulo de resiliencia 62
4.4.1 Coeficientes estructurales de los materiales 62
4.4.2 Coeficientes de drenaje 63
4.4.3 Número estructural de diseño 65
4.5 Espesores de las capas de pavimento flexible 70
CAPÍTULO V: DRENAJE SUPERFICIAL 71
5.1 Generalidades 71
5.2 Bombeo 71
5.3 Hombros 72
5.4 Cunetas 73
5.4.1 Revestimiento 73
5.4.2 Desagüe 74
5.4.3 Ancho de carril 74
5.5 Caudal máximo probable 74
5.5.1 Método racional 76
5.6 Sección de cuneta 85
5.6.1 Elementos geométricos de la sección 86
5.6.2 Propuesta de secciones 87
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 90
7.1 Conclusiones 90
7.2 Recomendaciones 92

Referencias bibliográficas 93

ANEXOS i

Anexo A: Tablas ii

Anexo B: Figuras xxvi

Anexo C: Gráficas xxix

Anexo D: Planos xxxv

CAPÍTULO I: INFORMACIÓN GENERAL

1.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los elementos que conforman las ciudades es la red vial, la cual permite la movilización de los ciudadanos a cualquier lugar, de una manera cómoda y segura. Pero el aumento del parque vehicular de Managua hace que algunas calles principales en la hora pico sean motivo de embotellamientos de tránsito y accidentes.

El mejoramiento vial, tanto en Nicaragua como en otros países de América Latina, ha estado en constante evolución. En el caso particular de Managua, la Alcaldía Municipal ha estado desarrollando en los últimos años varios proyectos para mejorar la fluidez del tránsito en la ciudad, ya sea dando mantenimiento a las calles ya existentes, construcción de calles en los barrios o para descongestionar el tránsito en algunas calles principales.

Es debido a lo anteriormente mencionado que la Alcaldía de Managua decide hacer la construcción de una calle que está al costado Oeste del Hospital Fernando Vélez Paiz, calle que conectará la Pista Juan Pablo II con la Pista Suburbana, ambas calles principales en la red vial de Managua.

Así, decidimos hacer el presente trabajo monográfico para proponer una estructura de pavimento para la primera etapa del proyecto de rehabilitación en el barrio Lomas de San Judas de Managua. Se hizo un estudio de tránsito del cual obtuvimos las cargas que soportará el pavimento. También se hicieron sondeos a lo largo del tramo en estudio y se realizaron pruebas en un laboratorio de suelos. Luego, tomando en cuenta tanto el tránsito como las características del suelo se diseñaron los espesores de la estructura de pavimento.

La importancia de los estudios a realizarse radica en que es necesario para el buen diseño estructural de una carretera que éste esté basado considerando el volumen de vehículos que pasará y las características del terreno en el que se construirá para así no incurrir en gastos extra de mantenimiento, porque el pavimento se dañe por no poder soportar la carga vehicular.

1.2 ANTECEDENTES

La construcción de la estructura de pavimento del tramo ubicado en el barrio Lomas de San Judas, ruta alterna que conectará la pista Juan Pablo II con la pista Suburbana, ha estado desde hace algún tiempo en los planes de construcción de la Alcaldía de Managua.

Sin embargo, este proyecto no se ha llegado a ejecutar todavía. El tramo en estudio no posee los estudios de suelos ni de tránsito pertinentes, solamente se cuenta con el levantamiento topográfico del lugar, que fue realizado en noviembre del año 2016.

Actualmente la vía se encuentra sin revestimiento, y podría ser altamente aprovechable si contara con una superficie de rodamiento de pavimento. A esta vía únicamente se le ha dado mantenimiento para procurar que sea transitable para los habitantes del barrio Lomas de San Judas, pero esto sólo responde a bajos volúmenes de tránsito y a los pobladores de la zona que necesitan acceso a este barrio.

1.3 JUSTIFICACIÓN

A la ciudad de Managua se han incorporado grandes cantidades de vehículos que mejoran el transporte y elevan el nivel económico general del estado, por lo que se puede afirmar que la relación de habitantes por vehículo es un indicador para apreciar el progreso de un determinado territorio.

Actualmente es inevitable que aumente el número de vehículos cada año, es por ello por lo que las vías construidas varios años atrás son insuficientes para la gran cantidad de vehículos que transitan por la ciudad de Managua.

Este diseño de pavimento surge como una necesidad para contribuir al descongestionamiento de la zona; asimismo para que sirva como una vía de comunicación directa entre la pista Juan Pablo II y la pista Suburbana. Además, la construcción de esta vía servirá como acceso al Hospital Fernando Vélez Paiz. Esto beneficiará no sólo a los residentes de la zona, sino también a las personas que necesiten acceder al hospital.

Por tal razón, se propone realizar los estudios técnicos pertinentes para proporcionar una solución factible y apropiada a la demanda vehicular de la vía en estudio.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Diseñar la estructura de pavimento flexible y drenaje superficial de un tramo de 800 metros lineales en el barrio Lomas de San Judas, utilizando el método AASHTO 93, para el descongestionamiento vial mediante una ruta alterna que conecte la pista Juan Pablo II con la pista Suburbana.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las cargas a las que será sometido el pavimento mediante la realización de un estudio de tránsito.

- Analizar la calidad del suelo de los sondeos manuales de los 800 metros del tramo en estudio mediante ensayos de laboratorio normados por la AASHTO.

- Analizar los estudios geotécnicos de los bancos de materiales cercanos usando la información existente para considerar su posible utilización como base o subbase.

- Determinar los espesores de la estructura de pavimento flexible mediante cálculos manuales, verificando que las cargas sean soportadas correctamente.

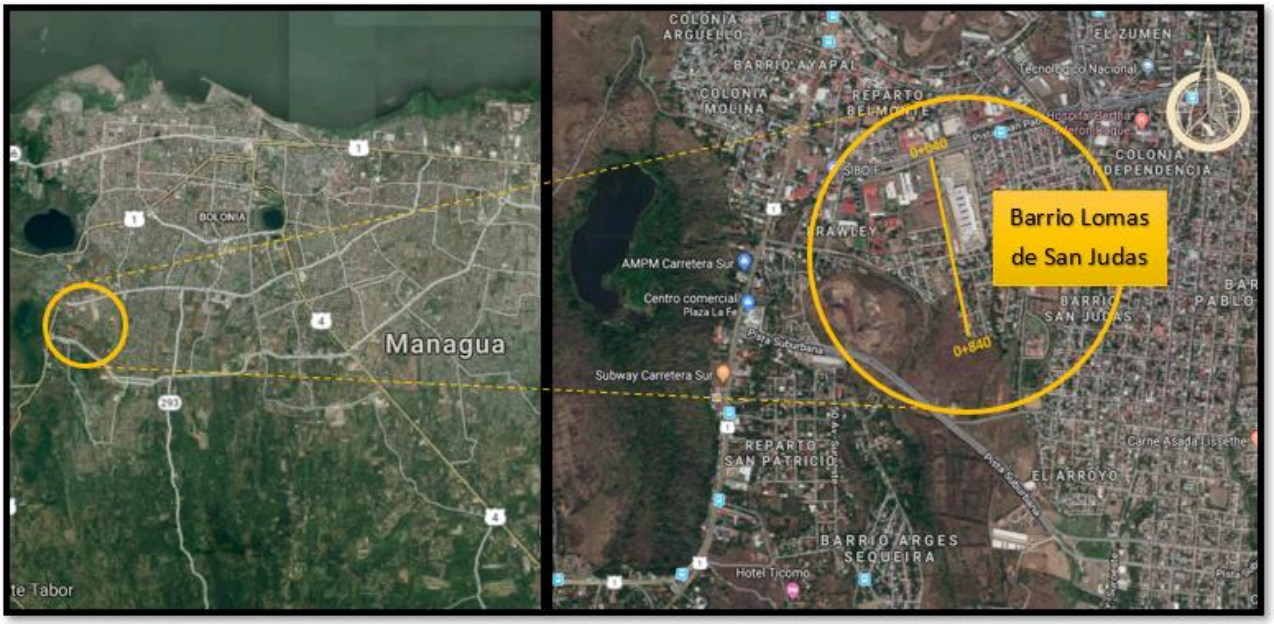
- Establecer las dimensiones de las cunetas que tendrá la vía considerando los datos hidrológicos de la zona, para la eficiente evacuación de las aguas superficiales de la nueva carretera.

1.5 UBICACIÓN DEL PROYECTO

Figura 1: Macro localización

Fuente: Google Earth

Figura 2: Micro localización: Barrio Lomas de San Judas



Fuente: Google Earth

CAPÍTULO II: ESTUDIO DE TRÁNSITO

2.1 GENERALIDADES

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

Además de los volúmenes de tránsito, es necesario tomar en cuenta aspectos más específicos de la zona tales como el crecimiento vehicular de la zona y el comportamiento del flujo vehicular. Esto hace que los análisis de tránsito que se hagan queden en función de las características de la vía.

La realización de un estudio de tránsito para el diseño de la estructura de un pavimento es de suma importancia debido a que los pavimentos se diseñan para que resistan un determinado número de cargas aplicadas durante su vida útil.

Un tránsito mixto está compuesto de vehículos de diferentes pesos y número de ejes y que para efectos de cálculo se les transforma en un número de ejes equivalentes de 80 kN o 18 kip modificado por los factores característicos de la vía de estudio.

2.2 CLASIFICACIÓN VEHICULAR EN NICARAGUA

Los diferentes volúmenes de tránsito que se obtienen de las estaciones programadas durante el año y que clasifican los contadores de tránsito por automotores en ambos sentidos de circulación se caracterizaran en tres grupos: Vehículos de pasajeros, vehículos livianos y vehículos de carga. Éstos a su vez, se subdividen en varios tipos de vehículos.

El organismo encargado de la clasificación de los vehículos que circulan en Nicaragua es el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). Esta clasificación permite identificar los distintos tipos de vehículos al realizar un aforo vehicular (Ver Tablas 34 y 35, Anexo D).

2.3 AFORO VEHICULAR

El manual centroamericano para el diseño de pavimentos (SIECA, 2002) afirma que el buen diseño de una carretera solamente puede lograrse si se dispone de la adecuada información sobre la intensidad del movimiento vehicular que la utiliza y la utilizará hasta el término del período de diseño, ya sea que se trate de una carretera nueva o de una carretera existente que se propone reconstruir o ampliar.

El flujo vehicular en una carretera se determina mediante un aforo vehicular. El MTI (2008) estipula que aforar los vehículos es conocer la cantidad y tipos de vehículos que circulan en un determinado lugar en un tiempo determinado. Esta cantidad de vehículos siempre están referidos a una unidad de tiempo que pueden ser minutos, horas, días, semanas, años, etc.

La medición de los vehículos se puede obtener normalmente, y a veces de manera sistemática, por medios mecánicos y/o manuales, a través de conteos o aforos volumétricos del tránsito en las propias carreteras. (SIECA, 2002)

Un aforo vehicular que se realiza de manera manual es un método que registra a los vehículos haciendo trazos en un papel o con contadores manuales. Mediante éstos es posible conseguir datos que no pueden ser obtenidos por otros procedimientos, como clasificar a los vehículos por tipo, número de los que giran u ocupantes de estos. Los recuentos pueden dividirse en 30 minutos e incluso 15 cuando el tránsito es muy denso. Para hacer los recuentos se deben preparar hojas de campo. (Navarro, 2008)

2.3.1 TIEMPOS DE AFORO

El lapso ideal para la realización de un conteo vehicular es de un año. Si no es posible, se hace un conteo por lapso de un mes continuo. En caso de que esto tampoco sea posible, la medición debería ser de una semana completa. Si tampoco esto fuere posible, debería al menos disponerse de un registro de un día laboral y de un día de fin de semana (sábado o domingo). Si en algunos casos ni

siquiera esto fuese posible, el conteo debe ser realizado en un día (24 horas) continuas, preferiblemente en un día laborable.

Pudiera darse el caso de que ni aun así pudiese contarse en un lapso de 24 horas; en este caso debe irse a un conteo de 12 horas. Si ni aún pueden contarse en estas 12 horas, debe irse a 8 horas, y a veces sólo podrá contarse durante una hora, siendo ésta la hora pico. (Navarro, 2008)

Se realizó un primer aforo vehicular manual en el sitio de estudio en ambas direcciones (costado Oeste del Hospital Fernando Vélez Paiz, ver Figura 2) por un período de 12 horas en tres días: lunes 18 de septiembre de 2017, miércoles 20 y viernes 22. De 6 de la mañana a 6 de la tarde. Como resultado de tal aforo se obtuvieron los siguientes resultados que se resumen en la Tabla 1. El conteo total de los 3 días se muestra en las Tablas 36-41 en el Anexo A.

Tabla 1.- Primer aforo vehicular diurno (18, 20 y 22 Sept. 2017)

Tipo de vehículo	Vehículos livianos						Vehículos de carga		Total
	Motos	Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t.	
Lunes	29	40	2	21	1	0	0	0	93
Miércoles	28	43	4	39	0	0	0	0	114
Viernes	35	45	1	8	2	0	0	0	0
Total, diurno	92	128	7	68	3	0	0	0	207
TPDi 12h	31	43	2	23	1	0	0	0	69

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que el volumen de tránsito es bajo. Es por ello por lo que procedimos a realizar un aforo vehicular manual en la calle que está al costado Este del Hospital Fernando Vélez Paiz, la cual es una calle adoquinada que sirve como acceso temporal al Hospital y como entrada y salida para los habitantes del barrio.

El segundo conteo vehicular se hizo en la Estación 0+040 (ver Figura 2) los lunes 5 de febrero de 2018, miércoles 7 y viernes 9; de 6 de la mañana a 6 de la tarde. Los resultados de los conteos se muestran en la Tabla 2. Los resultados detallados de los conteos de los 3 días se muestran en las Tablas 42-47 del Anexo A.

Tabla 2.- Segundo aforo vehicular diurno (5, 7 y 9 Feb. 2018)

Tipo de vehículo	Vehículos livianos						Vehículos de carga		Total
	Motos	Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t.	
Lunes	123	284	37	48	20	9	18	14	553
Miércoles	118	236	18	73	6	15	0	3	469
Viernes	122	277	23	46	16	10	16	9	519
Total diurno	363	797	78	167	42	34	34	26	1541
TPDi 12h	121	266	26	56	14	11	11	9	514

Fuente: Elaboración propia

La gran mayoría del tránsito que pasará por la nueva vía serán vehículos livianos, a como se puede observar en la tabla anterior.

2.4 EJES EQUIVALENTES

Uno de los factores del diseño que presenta mayor variabilidad es el correspondiente al efecto de las cargas que transmiten los vehículos.

Cualquier observador, por más inexperto que sea en el área de pavimentos, no puede dejar de notar que por una sección dada de pavimento circulan diariamente un sinnúmero de tipos de vehículos, y un mayor número de tipos de carga: observará para un mismo tipo de camión que algunos circularán vacíos, otros cargados con cemento, otros con cerveza, otros con materiales de construcción, etc.; además la condición de variabilidad descrita se repetirá para cada tipo de camión sobre la vía.

Este "eje equivalente" contempla una carga por eje simple de cuatro ruedas de 8.200 kg (80 KN o 18.000 libras). (Corredor y Corros, 2010)

A como se verá en el capítulo V, los ejes equivalentes o ESAL´s (del inglés “Equivalent Simple Axial Load”) son una de las variables directamente utilizadas en el diseño de los espesores de una estructura de pavimento flexible.

Garber y Hoel (2005) recopilan la ecuación general para determinar los ESAL´s acumulados para cada categoría de carga en eje, la cual es:

$$ESAL = TD \times F_{ESAL} \text{ (Fórmula 1)}$$

Donde:

ESAL = Carga acumulada equivalente de 18000 lb (80kN)

TD = Tránsito de diseño

F_{ESAL} = Factor de equivalencia de carga

En las siguientes secciones del presente capítulo se describen cada una de las variables para la determinación de los ESAL´s en las cuales se exponen las consideraciones que el diseñador debe tomar en cuenta para elegir uno u otro valor.

2.4.1 ESTIMACIÓN DE TRÁNSITO FUTURO

El pronóstico del volumen de tránsito futuro, por ejemplo, el tránsito promedio diario anual (TDPA) del año de proyecto, en el mejoramiento de una carretera existente o en la construcción de una nueva carretera, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, sino también en los incrementos del tránsito que se espera utilicen la nueva carretera. (Cal y Cárdenas, 1994)

2.4.1.1 TRÁNSITO ACTUAL

Cal y Cárdenas (1994) definen el tránsito actual como el volumen de tránsito que usará la carretera mejorada o la nueva carretera en el momento de quedar completamente en servicio. También expone que el tránsito actual TA se puede establecer a partir de aforos vehiculares sobre las vialidades de la región que influyan en la nueva carretera, estudios de origen y destino, o utilizando parámetros socioeconómicos que se identifiquen plenamente con la economía de la zona.

El Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008) establece que los volúmenes del tránsito se expresan como TPDA al inicio del proyecto y es medido en vehículos por día (veh/día). Como estos volúmenes varían durante el año, es necesario afectarlo por un factor de corrección, entre los cuales están: factor día, factor semana y factor temporada.

En nuestro caso, el tránsito actual es el tránsito resultado de los aforos vehiculares que se realizaron al costado Este del hospital Fernando Vélez Paiz.

2.4.1.2TRÁNSITO GENERADO

El tránsito generado es aquel que consta de aquellos viajes vehiculares, distintos a los del transporte público, que no se realizarían si no se construyera la nueva carretera. A este volumen se le asigna un incremento de entre 5 y 25% (Cal y Cárdenas 7ma ed., 2002)

El porcentaje de tránsito generado que se tomó para el caso de esta calle en particular fue de 5% ya que se consideró que, es una calle secundaria que no atraerá un volumen alto del tránsito. Este porcentaje se ocupó para afectar el tránsito promedio diurno.

2.4.2 VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO

2.4.2.1 TRÁNSITO PROMEDIO DIURNO

El MTI (2008) establece que para un conteo realizado 3 días de la semana, el tránsito promedio diurno (TPDi) se puede determinar como:

$$\text{TPDi} = \frac{T1+T2+T3}{3} \text{ (Fórmula 2)}$$

Así pues, para la determinación de tránsito promedio diurno para cada tipo de vehículo y, tomando en cuenta el 15% para tránsito generado, se obtuvo el volumen total por cada tipo de vehículo los 3 días del conteo y se calculó:

$TPDi_{autos} = (284 + 236 + 277)/3$ = 265.66 * 1.05 = 279 autos por día

Y este mismo cálculo se utilizó para cada tipo de vehículo. Las motos no fueron tomadas en cuenta para el cálculo de los ejes equivalentes debido a que su peso no es de consideración.

Los volúmenes de tránsito promedio diurno que corresponden al tránsito actual se encuentran en la Tabla 3, considerando el 5% de tránsito generado.

Tabla 3.- Volúmenes de tránsito promedio diurno

Hora	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga			TOTAL
	Motos	Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s	Liviano	C2 > 4t.	
TP (D)	127	279	27	58	15	12	0	13	11	542

Fuente: Elaboración propia

2.4.2.2 TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO SEMANAL

El tránsito promedio diario semanal (TPDS) es el número de vehículos que pasan por un lugar determinado durante una semana, dividido por siete.

2.4.2.3 TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO MENSUAL

El tránsito promedio diario mensual (TPDM) es el número de vehículos que pasan por un lugar determinado durante un mes, dividido por treinta.

2.4.2.4 TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL

Uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras es el volumen del tránsito promedio diario anual, conocido en forma abreviada como TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo de un año, dividido por 365 días. (SIECA, 2004)

También se puede obtener el TPDA teniendo un conteo vehicular de 12 horas y usando los factores de expansión dados en el anuario de aforos de tráfico que proporciona el Ministerio de Transporte e Infraestructura.

El TPDA con el uso de los factores de expansión es:

$$TPDA_o = TPDi * f_d * f_s * f_e$$ (Fórmula 3)

Donde:

TPDi = Tránsito promedio diurno

f_d = Factor día

f_s = Factor semana

f_a = Factor expansión

El factor día corresponde a expandir el tráfico diurno de 12 horas a tráfico diario de 24 horas. El factor semana sirve para expandir el resultado obtenido para un periodo corto de tres días de la semana a los promedios semanales de siete días. El factor de ajuste es el factor para expandir el tráfico diario semanal al tráfico promedio diario anual TPDA por tipo de vehículo, el que se obtiene de los conteos realizados en las estaciones de mayor cobertura. (MTI, 2016)

Se utilizaron los factores de expansión del anuario que proporciona el MTI y se eligió la estación de mayor cobertura #200, entrada al INCAE – El crucero y los factores de expansión se miran en la Tabla 4.

Tabla 4.- Factores de expansión de la estación entrada al INCAE – El Crucero, 1er trimestre.

Descripción	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	Micro Bus	Mini Bus	Bus	Liv. 2-5 t.	C2	C3	Tx-Sx<=4	Tx-Sx=>5	Cx-Rx=<4	Cx-Rx=>5	V.A	V.C	Otros
Factor Día	1.36	1.38	1.37	1.34	1.28	1.28	1.18	1.27	1.29	1.31	1.00	1.52	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50
Factor Semana	0.94	1.00	1.03	0.97	0.95	0.93	0.98	0.94	0.89	0.90	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
Factor Fin de Semana	1.19	1.00	0.92	1.10	1.16	1.22	1.04	1.19	1.42	1.41	1.00	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.71
Factor Expansión a TPDA	1.12	1.01	0.94	1.01	1.06	0.89	1.01	0.99	0.93	1.01	1.00	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70

Fuente: Anuario de aforos de tráfico 2016, MTI

El cálculo del TPDA para los autos se hizo de la siguiente manera:

$$TPDA_{autos} = 279 * 1.38 * 1 * 1.01 = 389\ autos\ por\ día$$

Este cálculo se realizó para cada tipo de vehículo obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 5.- Tránsito promedio diario anual

Hora	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga			TOTAL
	Motos	Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s	Liviano	C2 > 4t.	
TP (D)	127	279	27	58	15	12	0	13	11	542
Factor Día	1.36	1.38	1.37	1.34	1.28	1.28	1.18	1.27	1.29	
Factor Semana	0.94	1	1.03	0.97	0.95	0.93	0.98	0.94	0.89	
Factor Expansión	1.12	1.01	0.94	1.01	1.06	0.89	1.01	0.99	0.93	
TPDA	182	389	37	77	19	13	0	16	12	745
%TPDA	24	52	5	10	3	2	0	2	2	
	Vehículos livianos (%)						Vehículos pesados (%)			
	96.33						3.68			100

Fuente: Elaboración propia

2.4.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR DIRECCIÓN

La intensidad del tránsito durante la hora pico en una carretera de dos carriles, muestra el volumen del tránsito en ambos sentidos de circulación, de ahí que resulte necesario afectarlo por un factor adicional, que refleje la desigual distribución a lo largo del día de las corrientes del tránsito en ambas direcciones.

En una carretera de carriles múltiples, es frecuente encontrar que la carga del tránsito en el sentido predominante durante la hora pico alcanza hasta 60 por ciento más vehículos que la corriente de sentido contrario, de ahí la importancia de investigar localmente estos factores al diseñar una carretera o, alternativamente, deducir por inferencia con casos semejantes de la experiencia local, los parámetros a aplicar para la situación más probable. (SIECA, 2011)

La proporción del ESAL total que actúa sobre el carril de diseño se usa para determinar el espesor del pavimento. Se puede considerar que cualquier carril de una carretera de dos carriles es un carril de diseño, mientras que para carretera de varios carriles se considera el carril exterior, por ser éste el carril en el que transita el tránsito pesado.

Es importante identificar el carril de diseño, porque en algunos casos pasarán más camiones en una dirección que en la otra, o los camiones viajarán muy cargados en una dirección y vacíos en la otra. Por lo anterior, es necesario determinar la proporción relevante de camiones en el carril de diseño. (Garber y Hoel, 2005)

El manual centroamericano para el diseño de pavimentos (2002), tomando en consideración lo anteriormente mencionado, establece valores para el factor de distribución por dirección (abreviado como f_d) (Ver Tabla 6). A como se puede apreciar en esa tabla, f_d es un valor que únicamente toma en cuenta el número de carriles en ambas direcciones.

Tabla 6.- Factor de distribución por dirección

Número de carriles en ambas direcciones	LD[10]
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Se utilizó un factor dirección de 0.5 puesto que la carretera tendrá 2 carriles en ambas direcciones.

2.4.4 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL

Además de tomar en consideración la distribución del tránsito según su dirección, también se debe tomar en cuenta el peso de los vehículos en los diferentes carriles en una misma dirección. Entonces pues, se debe definir cuál será el carril de diseño.

El manual centroamericano para el diseño de pavimentos (2002) define al carril de diseño como aquel que recibe el mayor número de ESAL's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de los dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril. Para caminos de varios carriles, el de diseño es el externo, por el hecho que los vehículos pesados van en ese carril.

Los factores de distribución por carril (abreviado como f_c) ya están establecidos (Ver Tabla 7). Para los casos en los que hay dos o más carriles en una misma dirección, el f_d debe ser una cantidad comprendida entre los mínimos y máximos especificados para cada número de carril.

Tabla 7.- Factor de distribución por carril

Número de carriles en una sola dirección	LC[11]
1	1.00
2	0.80 – 1.00
3	0.60 – 0.80
4	0.50 – 0.75

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Se utilizó un factor carril de 1 puesto que la carretera será de un solo carril por dirección.

2.4.5 FACTOR DE CRECIMIENTO

A como es bien sabido, una ciudad está en constante crecimiento poblacional. Este crecimiento poblacional se refleja en el crecimiento del parque vehicular y las vías deben estar capacitadas para satisfacer los nuevos volúmenes de tránsito que vendrán durante todo el período de diseño de las vías.

Es por ello que Garber y Hoel (2005) afirman que la ESAL total aplicada en la carretera durante su período de diseño sólo se puede determinar después de conocer el período de diseño y los factores de crecimiento del tránsito. En caso de que el crecimiento anual sea cero, el factor de crecimiento será igual al período de diseño.

El factor de crecimiento se calcula como sigue:

$$\boldsymbol{FC} = \frac{[(\mathbf{1}+\boldsymbol{r})^{\boldsymbol{n}}-\mathbf{1}]}{\boldsymbol{r}} \text{ (Fórmula 4)}$$

$$\text{siendo } \boldsymbol{r} = \frac{\boldsymbol{tasa\ de\ crecimiento}}{\mathbf{100}} \text{ (Fórmula 5)}$$

2.4.5.1 PERÍODO DE DISEÑO

El período de diseño es la cantidad de años durante los que el pavimento continuará soportando bien las cargas de tránsito sin requerir revestimiento. (Garbel y Hoel, 2005)

En las carreteras regionales se recomienda adoptar un período de proyección de veinte años como la base para el diseño, aunque igualmente se acepta que para proyectos de reconstrucción o rehabilitación de las carreteras se puede reducir dicho horizonte a un máximo de diez años.

En la tabla siguiente se muestra el período de diseño de cada tipo de carretera con su respectivo período de diseño.

Tabla 8.- Período de diseño en función del tipo de carretera

Tipo de Carretera	Período de Diseño
Autopista Regional	20 – 40 años
Troncales suburbanas	15 – 30 años
Troncales Rurales	
Colectoras Suburbanas	10 – 20 años
Colectoras Rurales	

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Debido a que la vía se clasifica como colectora suburbana se eligió un período de diseño de 20 años. Cabe destacar que ll manual centroamericano para el diseño de pavimentos (SIECA, 2002) establece que la utilización de períodos mayores de veinte años no parece justificada, particularmente en la región centroamericana, por las dificultades de prever los cambios posibles a tan largo plazo en el uso del suelo y realizar proyecciones confiables sobre la situación socioeconómica de la población, dentro de la zona de influencia del proyecto.

2.4.5.2 TASA DE CRECIMIENTO

Para la obtención de la tasa de crecimiento se calculó el promedio de la tasa de crecimiento vehicular, el producto interno bruto (PIB) y la tasa de crecimiento poblacional.

- Tasa de crecimiento vehicular

Tabla 9.- Tasas de crecimiento vehicular

N°	CODIGO NIC	EST.	NOMBRE DEL TRAMO	TASAS						
				2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
1	NIC-1	101B	Zona Franca - La Garita	2.08%	0.70%	1.90%	2.31%	2.42%	3.34%	4.53%
2	NIC-1	107	Sébaco - Emp. San Isidro	3.04%	4.59%	4.75%	4.60%	4.79%	5.16%	5.66%
3	NIC-2	200	Entrada al INCAE - El Crucero	2.52%	4.14%	4.30%	4.07%	4.54%	4.90%	5.10%
4	NIC-3	300	Sébaco - Quebrada Honda	4.94%	4.27%	4.83%	4.30%	4.68%	5.35%	6.13%
5	NIC-4	401	Masaya - Granada	0.037%	2.42%	2.51%	3.44%	2.90%	3.80%	5.46%
6	NIC-7	700	Emp. San Francisco - Tecolostote	5.73%	5.10%	5.40%	5.28%	5.00%	5.36%	5.49%
7	NIC-12A	1205	Emp. Chichigalpa - Rotonda Chinandega	4.73%	5.10%	5.47%	5.47%	4.51%	5.72%	6.01%
8	NIC-18A	1802	San Marcos - Masatepe	5.36%	5.49%	7.55%	6.49%	6.90%	6.96%	7.59%
9	NIC-24A	2404	Chinandega - Corinto	3.73%	6.72%	8.60%	7.97%	8.14%	9.12%	8.99%
10	NIC-24B	2400	Chinandega (Rotonda) - Rancheria	-	8.68%	7.68%	7.39%	7.60%	7.67%	7.33%
11	NIC-28	2803	Nagarote - La Paz Centro	1.43%	4.56%	5.67%	4.65%	5.10%	4.04%	3.71%
			TASA PONDERADA POR AÑO	**3.36%**	**4.71%**	**5.33%**	**5.09%**	**5.14%**	**5.58%**	**6.00%**

Fuente: Anuario de aforos de tráfico año 2016, MTI

Se seleccionó estación 200, ya que es la estación más cercana a la carretera con la que se trabajó. Se calculó el promedio de las tasas y se obtuvo una tasa de 4.2%.

- Producto interno bruto

Tabla 10.- Tasa de crecimiento del producto interno bruto

Año	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
% Crecim. PIB	4.5	6.3	6.5	4.9	4.8	4.8	4.7

Fuente: Estadísticas Macroeconómicas, Banco Central de Nicaragua

La tasa de crecimiento del PIB utilizada fue el promedio de las tasas del año 2010 al 2016, obteniéndose una tasa de 5.2%

- Tasa de crecimiento poblacional

Tabla 11.- Tasa de crecimiento poblacional de Nicaragua

Año	Población	Tasa de crecimiento
2010	5 702 159	1.27%
2011	5 772 755	1.24%
2012	5 842 411	1.21%
2013	5 911 340	1.18%
2014	5 979 780	1.16%
2015	6 047 973	1.14%
2016	6 118 432	1.17%

Fuente: Estimaciones y proyecciones de población, INIDE

La tasa de crecimiento poblacional de Nicaragua que se utilizó el resultado del promedio de las tasas del año 2010 al 2016, obteniéndose una tasa de 1.2%.

Una vez obtenidas las tres tasas de crecimiento, las cuales están relacionadas con el crecimiento de los volúmenes de tránsito, se hizo un promedio entre las tres tasas y se obtuvo el siguiente resultado:

$$\text{Prom.} = \frac{(4.2\% + 5.2\% + 1.2\%)}{3} = 3.5\%$$

No se trabajará con el promedio de las tazas pues el valor es muy alto, tampoco se retomaron los valores de las tasas del crecimiento vehicular ni la de PIB, se tomó la de menor porcentaje correspondiente a la tasa de crecimiento poblacional debido a que es una tasa de crecimiento baja lo que concuerda con una vía secundaria.

Tasa de crecimiento= 1.2%

2.4.5.3 CÁLCULO DE FACTOR DE CRECIMIENTO

$$\mathrm{FC} = \frac{[(1 + 0.012)^{20} - 1]}{0.012} = 22.45$$

2.4.6 TRÁNSITO DE DISEÑO

El tránsito de diseño es el tránsito esperado para el cual se hace el diseño del pavimento. Haciendo uso de la Fórmula 6 se hizo el cálculo del tránsito de diseño para cada tipo de vehículo y se calculó el TD total. A continuación, se muestra el cálculo del TD de los autos. Los resultados de éste y de los demás tipos de vehículos se exponen en la Tabla 12.

TD = TPDA x FC x 365 x fd x fc (Fórmula 6)

Donde:

TPDA = Tránsito promedio diario anual en el primer año para la categoría de eje i

FC = Factor de crecimiento para determinada tasa de crecimiento j y período de diseño t

fd = Factor de distribución por dirección

fc = Factor de distribución por carril

Para los autos se calculó:

$$\boldsymbol{TD_{autos} = 427 * 22.45 * 365 * 0.5 * 1 = 1,749,472\ autos\ por\ día}$$

Se hizo el cálculo del tránsito de diseño y se presentan los resultados, el cálculo del tránsito de diseño para las motos no se hizo ya que su peso no es de consideración:

Tabla 12.- Tránsito de diseño

Tipo de vehículo	TPDA	FC	Constante	Fd	Fc	TD
AUTOS	427	22.45	365.00	0.5	1	1749,472
JEEP	37	22.45	365.00	0.5	1	151,594
CAMIONETAS	77	22.45	365.00	0.5	1	315,479
McBUS <15 PAS	19	22.45	365.00	0.5	1	77,845
MnBUS 15-30 PAS	13	22.45	365.00	0.5	1	53,263
LIV 2-5 TON	16	22.45	365.00	0.5	1	65,554
C2 5+ TON	12	22.45	365.00	0.5	1	49,166

Fuente: Elaboración propia

2.4.7 FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA

El concepto de convertir un tránsito mixto en un número de ESAL's de 80 KN fue desarrollado en el Road Test de la AASHTO, en este ensayo se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido.

El factor equivalente de carga (LEF del inglés load equivalent factor) es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una dada carga de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80 KN en el mismo eje.

Como cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEF´s también cambiarán en función del tipo de pavimento. Por lo que, los pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEF´s y también cambian según el SN 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. (SIECA, 2002)

Debido a que ésta es una calle de tránsito menor se utilizará un índice de serviciabilidad final Pt = 2.0 por tratarse de pavimento flexible y un SN asumido de 5. No se consideraron las motos en la determinación de los ESAL's debido a que

su peso no es de significancia en comparación con el de los demás tipos de vehículos.

El cálculo de los ejes equivalentes se realizó con la Fórmula 1 y con la ayuda de los factores de equivalencia de carga dados en la Tabla 49. Se utilizaron los pesos máximos por eje (Ver Anexo A, Tabla 48) y se convirtieron los pesos en kip de la Tabla 13 a toneladas y luego se interpoló para obtener los factores de equivalencia de carga para los pesos dados en toneladas**.**

Tabla 13.- Cálculo de factores de carga

Peso x eje lbs	Factor	Resultado 1	Resultado 2	Resultado final X =
2000	0.0002			
2200	X	2000	0.0018	0.00038
4000	0.002	200	X	

Fuente: Elaboración propia

2.4.8 CÁLCULO DE EJES EQUIVALENTES O ESAL´s

Se calculó los ESAL´s para cada tipo de vehículo obteniéndose los resultados mostrados en la Tabla 14. Y el ESAL total dio como resultado 246,318.

$$\boldsymbol{ESAL_{auto} = 1,749,472 * (0.00038 + 0.00038) = 1,329.60}$$

$$\boldsymbol{ESAL\ total = 246,318}$$

Tabla 14.- Cálculo del ESAL de diseño

Tipo de Veh.	TD	Peso x eje Ton	Peso x eje Kips	Tipo de eje	LEF		ESAL Diseño
Motos	0	0	0	Sencillo	0	0	0
		0	0		0	0	0
Autos	1749472	1	2.2	Sencillo	0.00038	664.80	1329.60
		1	2.2		0.00038	664.80	
Jeep	151594	1	2.2	Sencillo	0.00038	57.61	115.21
		1	2.2		0.00038	57.61	
Cam.	315479	1	2.2	Sencillo	0.00038	119.88	1205.13
		2	4.41		0.00344	1085.25	
Mc Bus < 15	77845	2	4.41	Sencillo	0.00344	267.79	4212.99
		4	8.82		0.05068	3945.20	
Mc Bus 15-30	53263	4	8.82	Sencillo	0.05068	2699.35	52155.83
		8	17.64		0.92854	49456.48	
Liv 2-5 Ton	65554	4	8.82	Sencillo	0.05068	3322.28	64191.79
		8	17.64		0.92854	60869.51	
C2 5+ Ton	49166	5	11.025	Sencillo	0.12769	6277.94	123107.46
		10	22.05		2.37625	116829.52	
ESAL DE DISEÑO					246,318.01		

Fuente: Elaboración propia

Esto quiere decir que en el período de diseño de la vía pasarán la cantidad de 246,318 ejes equivalentes de 80 kN por carril de diseño.

CAPÍTULO III: ESTUDIO DE SUELOS

3.1 GENERALIDADES

Otro de los aspectos a tomar en cuenta para el diseño estructural de un pavimento flexible es las características físico-mecánicas del suelo en el que se apoyará la estructura de pavimento, así como de los materiales que formarán la subbase y la base de la estructura de pavimento.

Estas características se obtienen mediante ensayos de laboratorio. Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados confiables es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. Resultan así estrechamente ligados las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio.

Los resultados de las pruebas hechas en el laboratorio de suelos son un parámetro para analizar si las propiedades de los suelos son aptas para cumplir su función dentro de los elementos que conforman una carretera.

3.2 SONDEOS MANUALES

Un sondeo manual es un tipo de exploración del terreno en el que se hará una construcción. De este sondeo, y con los posteriores ensayos de laboratorio se obtiene la estratificación de la zona de interés.

Para recoger las muestras necesarias para los estudios de las propiedades físico-mecánicas de suelos se hacen excavaciones en el suelo, estas excavaciones son llamadas calicatas. La calicata permite la inspección visual del terreno, grado de compactación del terreno y ver a estratificación del suelo.

El manual para la revisión de estudios geotécnicos del MTI (2008) manda que en caminos totalmente nuevos se hará, como mínimo, cuatro sondeos manuales por kilómetro, con una distancia entre sondeos de 250 metros, con una profundidad

de 1.2 a 1.5 m. En nuestro caso, se realizó cuatro sondeos manuales con una profundidad de 1.5 metros a lo largo de la vía.

3.3 PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS

En los proyectos de Ingeniería, tanto en obras horizontales como en obras verticales, se necesita tener información veraz acerca de las propiedades físico-mecánicas de los suelos donde se pretende cimentar la obra. Por lo que deberá hacerse un plan de exploración y muestreo en el área donde se desea realizar el proyecto. (Departamento de Construcción, s.f.)

En el caso particular de la construcción de una carretera, las propiedades de los suelos que constituyen la subrasante son las variables más importantes que se deben considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento. Las propiedades físicas del suelo se mantienen invariables, aunque se sometan a tratamientos tales como homogenización, compactación, etc. Sin embargo, sus propiedades físico-mecánicas cambian cuando se realizan en ellos procedimientos de estabilización, a través de procesos de mezclas con otros materiales (cemento, cal, puzolanas, etc.) o mezclas con químicos.

Para conocer las propiedades de los suelos en un proyecto carretero, es necesario tomar muestras en todo el desarrollo de este (calicatas), posteriormente en el laboratorio se determinarán sus propiedades: granulometría, límites de Atterberg (líquido e índice de plasticidad), valor soporte (CBR), densidad (Proctor) y humedad. (SIECA, 2002)

En la Tabla 50 del Anexo A se muestra un resumen con los ensayos anteriormente mencionados y la normativa AASHTO que se debe seguir para la realización de tales pruebas.

3.3.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

La importancia del contenido de humedad que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire una de las características más importantes para explicar el comportamiento de éste (especialmente en aquellos de textura más fina), por ejemplo, cambios de volumen, cohesión y estabilidad mecánica.

El contenido de humedad del suelo se define como la cantidad de agua presente en el suelo al momento de efectuar el ensaye, relacionado al peso de su fase sólida, se representa por la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{W = \frac{Peso\ del\ agua\ contenida}{Peso\ seco} = \frac{w_h - w_s}{w_s}}$$ (Fórmula 7)

Donde: W = Humedad

w_h= Peso de muestra húmeda

w_s= Peso de muestra seca

(Departamento de Construcción, s.f.)

3.3.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (MÉTODO MECÁNICO)

El análisis granulométrico sirve para obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así, es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO (usado para carretera) o SUCS (usado para cimentaciones).

Este ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o subbases de carreteras dependen de la granulometría del suelo.

Uno de los métodos para determinar la granulometría del suelo es el método mecánico. Con éste se obtiene la distribución de tamaños, y para ello se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente (Ver Tabla 51, Anexo A). Para suelos de tamaño inferior a 0.074mm, se utiliza el método del

hidrómetro, basado en la ley de Stokes. (Departamento de Ingeniería en obras civiles, 2008)

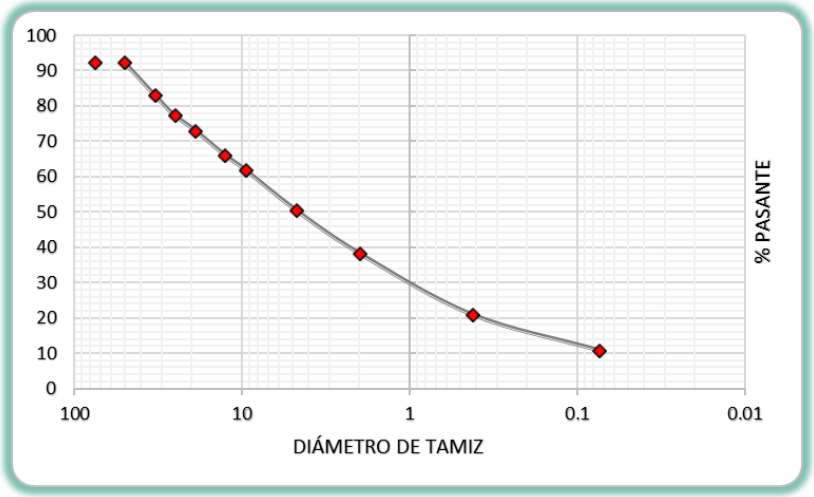
Una vez efectuado el tamizado del material de muestra por los tamices normalizados, se debe hacer una gráfica granulométrica para tener una vista más clara de la distribución del tamaño de las partículas en el suelo. Esta gráfica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. La representación en escala semilogarítmica (eje de las abscisas en escala logarítmica) resulta preferible pues se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos. (Juárez y Rico, 1974)

3.3.3 SONDEO 1 MUESTRA 1 EST. 0+000 (BANDA IZQUIERDA)

Profundidad: 0.00 m – 0.86 m

Humedad: 15%

Gráfica 1.- Curva granulométrica sondeo 1, muestra 1



Fuente: Elaboración propia

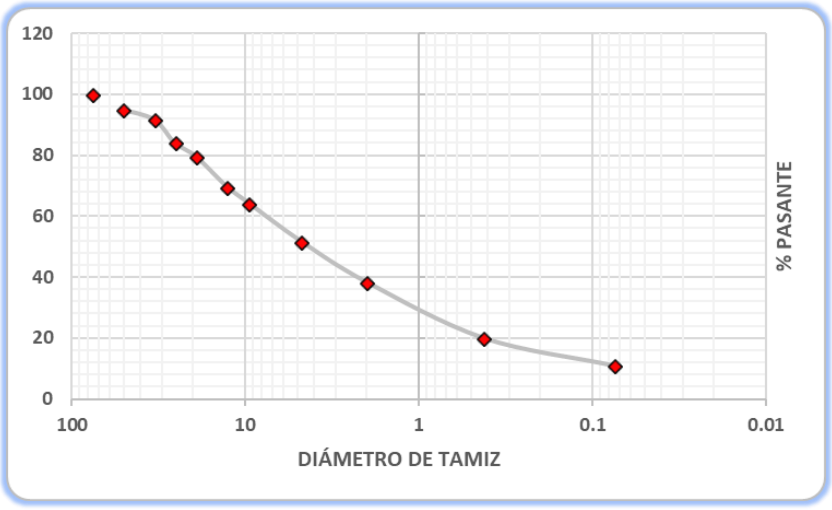
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.4 SONDEO 1 MUESTRA 2 EST. 0+000

Profundidad: 0.86 m – 1.50 m

Humedad: 9.3%

Gráfica 2.- Curva granulométrica sondeo 1, muestra 2



Fuente: Elaboración propia

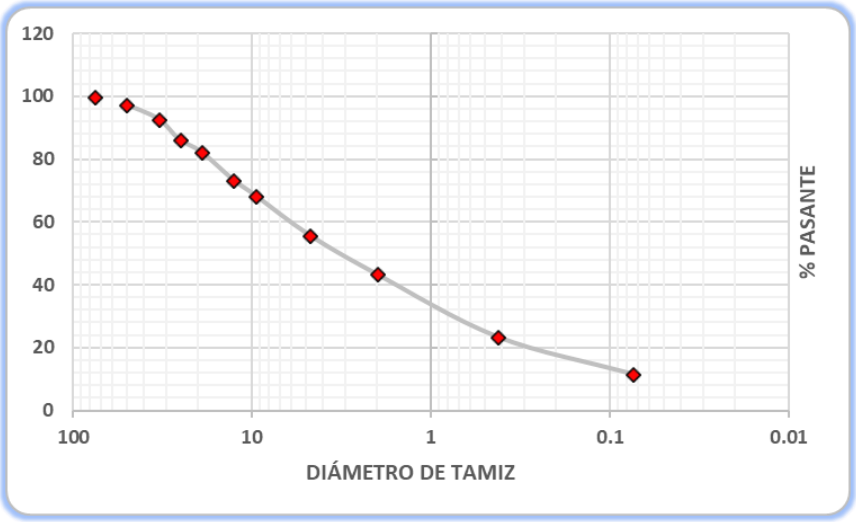
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.5 SONDEO 2 MUESTRA 1 EST. 0+267 (BANDA DERECHA)

Profundidad: 0.00 m – 1.10 m

Humedad 18.7%

Gráfica 3.- Curva granulométrica sondeo 2, muestra 1



Fuente: Elaboración propia

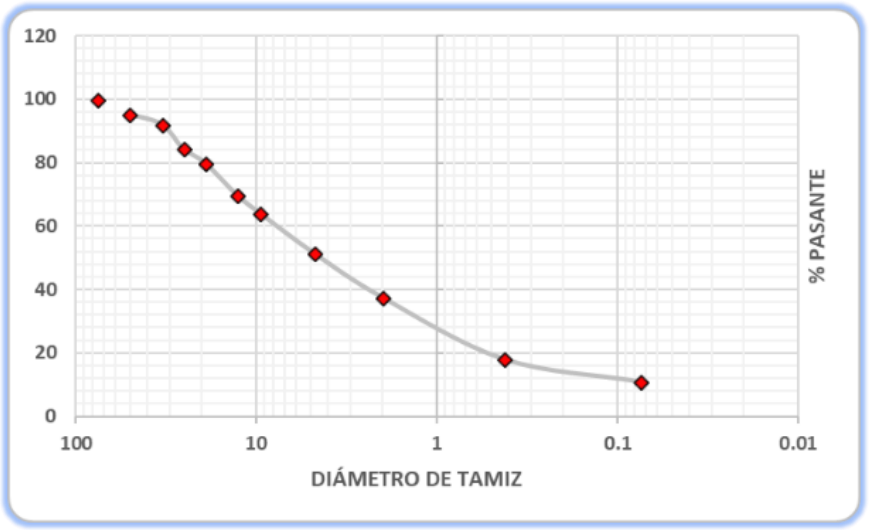
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.6 SONDEO 2 MUESTRA 2 EST. 0+267

Profundidad: 1.10 m – 1.50 m

Humedad: 10.3%

Gráfica 4.- Curva granulométrica sondeo 2, muestra 2



Fuente: Elaboración propia

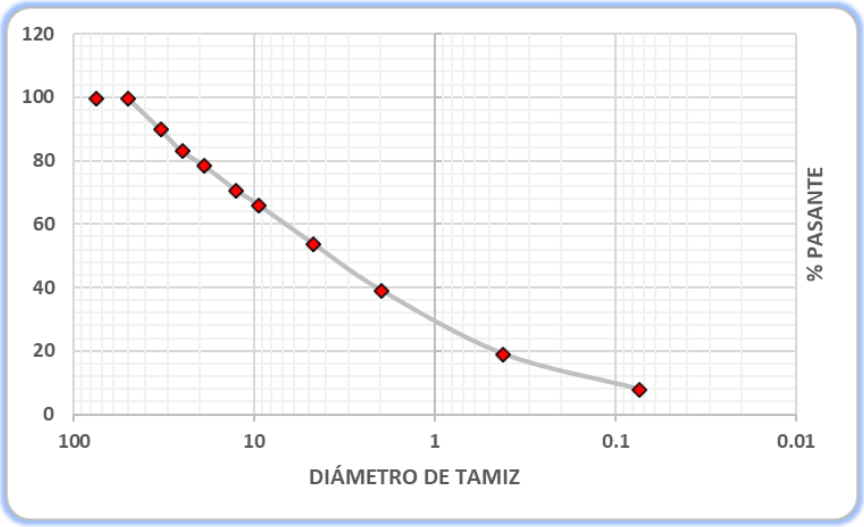
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.7 SONDEO 3 MUESTRA 1 EST. 0+534 (BANDA IZQUIERDA)

Profundidad: 0.00 m – 0.70 m

Humedad: 16.2%

Gráfica 5.- Curva granulométrica sondeo 3, muestra 1



Fuente: Elaboración propia

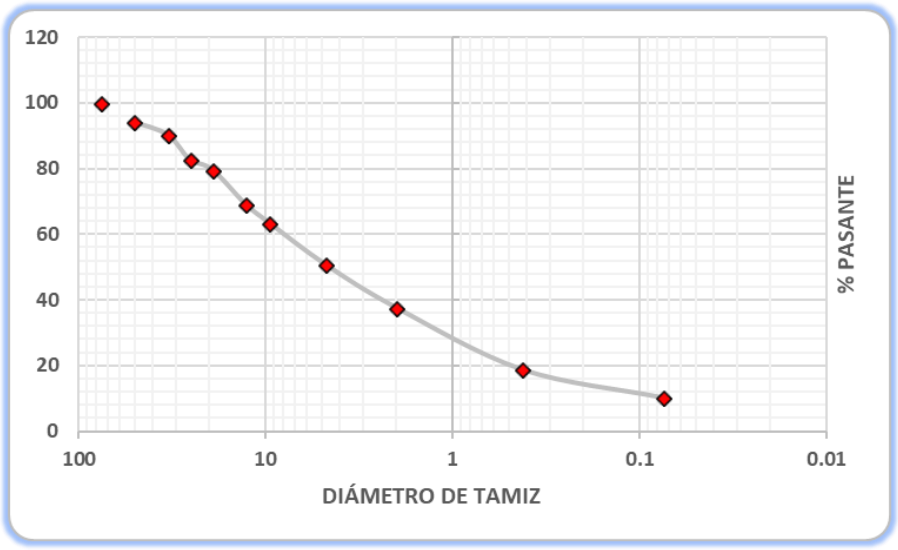
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.8 SONDEO 3 MUESTRA 2 EST. 0+534

Profundidad: 0.70 m – 1.50 m

Humedad 8.9%

Gráfica 6.- Curva granulométrica sondeo 3, muestra 2



Fuente: Elaboración propia

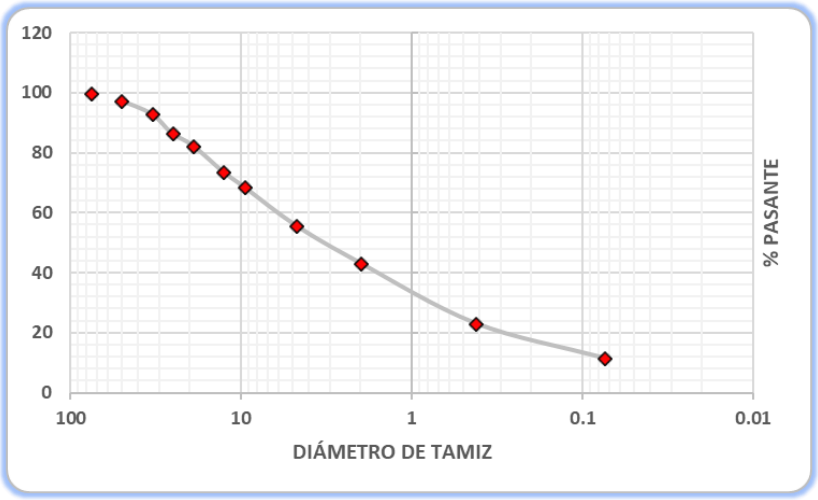
Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.9 SONDEO 4 MUESTRA 1 EST. 0+800 (BANDA DERECHA)

Profundidad: 0.00 m – 1.50 m

Humedad: 18.6%

Gráfica 7.- Curva granulométrica sondeo 4, muestra 1



Fuente: Elaboración propia

Clasificación AASHTO: A-1-a (0)

3.3.10 LÍMITES DE ATTERBERG

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

El científico de suelos sueco, Albert Mauritz Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo; además, señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado, de evaluarlos. (Juárez y Rico, 1994)

Atterberg desarrolló un método para describir cuantitativamente el efecto de la variación de humedad en la consistencia de los suelos de granos finos. Los estados de consistencia pues, son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello.

Cada límite se define por la humedad que produce una consistencia determinada; la diferencia entre los límites representa la variación en el contenido de agua o humedad dentro de la cual el suelo se mantiene en un cierto estado. (Sower y Sower, 1972)

El límite líquido es el mayor contenido de humedad que puede tener un suelo sin pasar del estado plástico al líquido.

El límite plástico es la mínima cantidad de humedad con la cual el suelo se vuelve a la condición de plasticidad.

El Índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico o Índice el grado de contenido de humedad en el cual el suelo permanece en estado plástico antes de cambiar el estado líquido. (MTI, 2008)

En general el índice de plasticidad depende solamente de la cantidad de arcilla existente e indica la finura del suelo y su capacidad para cambiar de configuración sin alterar su volumen. El índice de plasticidad también da una buena indicación de la compresibilidad del suelo. Mientras mayor sea su IP, mayor será la compresibilidad del suelo.

Para el cálculo del límite líquido se utilizó la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{LL_n} = \%\boldsymbol{W_n} * (\frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{25}})^{\boldsymbol{0.121}}$$ (Fórmula 8)

Con N entre 20 y 30.

Donde:

$\%W_n$ = Porcentaje de humedad.

N = Número de golpes

$$\text{Y } \%\boldsymbol{W} = \frac{\boldsymbol{W_{húmedo} - W_{seco}}}{\boldsymbol{W_{seco}}} * \mathbf{100} \quad \text{(Fórmula 9)}$$

El cálculo del límite plástico se obtiene con la siguiente expresión:

$$\text{Sólo si } |\%W_1 - \%W_2| \leq 2\% \quad \text{(Fórmula 10)}$$

$$\boldsymbol{LP} = \frac{\boldsymbol{\%W_1 - \%W_2}}{\mathbf{2}} \quad \text{(Fórmula 11)}$$

Partiendo del límite líquido y límite plástico, el índice de plasticidad IP puede definirse como la diferencia numérica entre ellos:

$$\boldsymbol{IP = LL - LP} \quad \text{(Fórmula 12)}$$

Los suelos analizados en los 4 sondeos no tenían plasticidad, por lo que no se realizó el ensayo.

3.3.11 PRÓCTOR

La compactación está relacionada con la densidad máxima o peso volumétrico seco máximo del suelo que para producirse es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada que se conoce como humedad óptima. (Departamento de construcción, s.f.)

Se ha establecido un número de normas arbitrarias para determinar las humedades óptimas y los pesos específicos máximos, que representan las diferentes energías de compactación. Las más simples son las pruebas Proctor, así llamadas por su autor R.R. Proctor, quien fue el que primero desarrolló el concepto de humedad óptima-peso específico máximo.

Hay otros procedimientos para obtener la humedad óptima y el peso específico máximo, sin embargo, su uso no se ha generalizado porque el equipo de prueba es más complicado y los resultados no son tan diferentes, en muchos suelos, como para justificar el mayor costo.

Estas pruebas de laboratorio están limitadas a suelos con partículas de tamaño más fino que 2 cm; para materiales más gruesos, es necesario hacer ensayos pilotos en obra a escala natural.

Los máximos pesos específicos para las arenas, por el método Proctor modificado, son generalmente equivalentes a compacidades relativas entre el 95 y 100 por ciento. (Sower y Sower, 1974)

El objetivo de la compactación es obtener un suelo estructurado de tal manera que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso. Los suelos puramente friccionantes como la arena se compactan eficientemente por métodos vibratorios y métodos estáticos; en cambio en los suelos plásticos, el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso.

Los métodos usados para determinar la densidad máxima y humedad óptima en trabajos de mantenimiento y construcción de carreteras son los siguientes: Proctor standard, Proctor modificado y prueba estática. (Departamento de construcción, s.f.)

En las secciones siguientes hablaremos solamente sobre los dos primeros métodos para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima de un suelo.

3.3.12 PROCTOR MODIFICADO

El ensaye de Proctor modificado se crea al crearse también equipos compactadores más pesados que se usan en la pavimentación de carreteras y aeropuertos.

También para el Proctor modificado existen cuatro alternativas para su realización (Ver Tabla 73, Anexo D).

El cálculo de la densidad se realiza con las siguientes fórmulas:

$$\boldsymbol{\gamma_h = \frac{W_m}{V_c} = \frac{W_{me} - W_e}{V_c}} \text{ (Fórmula 13)}$$

$$\boldsymbol{\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+W}} \text{ (Fórmula 14)}$$

Donde:

γ_h = Peso volumétrico húmedo.

γ_d= Peso volumétrico seco.

W_m = Peso de la muestra compactada.

W_e = Peso del molde cilíndrico

V_c = Volumen del cilindro

W = Contenido de humedad al tanto por uno.

W_{me} = Peso de muestra compactada + Peso del Cilindro.

También se puede calcular el peso volumétrico de la curva de saturación:

$$\boldsymbol{\gamma_{dz} = \frac{s_s}{1+WS_s}\gamma\omega} \text{ (Fórmula 15)}$$

Donde:

γ_{dz} = Peso volumétrico del suelo saturado.

s_s = Peso específico de los sólidos.

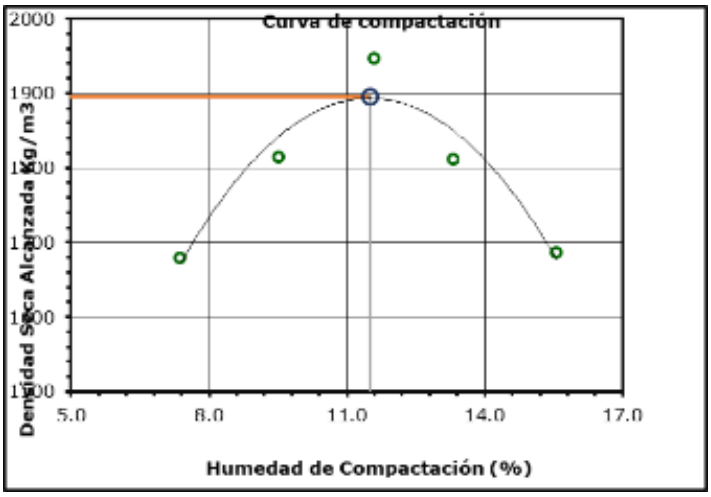
$\gamma\omega$ = Peso específico del agua.

Mat. Seco Propuesto: (gr)	3500	Masa del Molde: (gr):	4210	Volumen del Molde (cm3):	921

ϒ Seca máxima del material (kg/m3)	1895.0
Humedad óptima del material (%)	**11.5**
Estándar utilizado en ensayo:	AASHTO T-180
Método de compactación utilizado:	Método C
Diámetro del molde:	102 mm
Masa de mazo:	4.5 Kg
Altura de caída libre:	457 mm

Los datos utilizados para la determinación de la humedad óptima se muestran en las Tablas 74 y 75 del Anexo A.

Gráfica 8.- Curva de compactación



Fuente: Elaboración propia

La humedad óptima es de 11.5%

3.3.13 CALIFORNIA BEARING RATIO C.B.R.

El ensaye de resistencia más utilizado es el CBR (Relación California de Soporte) AASHTO T-193 (ASTM D-1883), para caracterizar el valor soporte de los suelos como material de fundación de carreteras o para ser utilizados como material de subbase o base.

El CBR es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas y se expresa en porcentaje como la razón de la carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro del suelo, a la carga unitaria requerida para introducir el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra patrón (piedra partida). (MTI, 2008)

El método CBR para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores

espesores de pavimento para protegerlo de las solicitaciones de tránsito. (IBCH, 2006)

Los valores de CBR cercanos a 0% representan a suelos de pobre calidad, mientras que los más cercanos a 100% son indicativos de la mejor calidad.

La fórmula para la determinación del CBR de un suelo es la siguiente:

$$\boldsymbol{CBR}\ (\%) = \frac{\boldsymbol{Carga\ unitaria\ del\ ensayo}}{\boldsymbol{Carga\ unitaria\ patrón}}\boldsymbol{x100} \quad \text{(Fórmula 16)}$$

Los valores de la carga unitaria patrón que deben utilizarse en la Fórmula 16 son los mostrados en la Tabla 76 del Anexo D.

También se debe hacer a la muestra un ensaye de expansión de suelos y un ensaye de penetración de carga.

El cálculo de la densidad de la muestra se hace con la siguiente fórmula:

$$\boldsymbol{\gamma_m} = \frac{(\boldsymbol{W_m}+\boldsymbol{M})-\boldsymbol{W_m}}{\boldsymbol{V_m}} \quad \text{(Fórmula 17)}$$

Donde:

W_m+M = Peso de la muestra más el molde

W_m = Peso del molde vacío

V_m = Volumen interno del molde

La expansión de la muestra se calcula como sigue:

$$\boldsymbol{E}\% = \frac{\boldsymbol{L_f}-\boldsymbol{L_i}}{\boldsymbol{H}}\boldsymbol{x100} \quad \text{(Fórmula 18)}$$

Donde:

L_i = Lectura inicial

L_f = Lectura final

H = Altura inicial de la muestra de suelo

Y el CBR de los valores standard se calcula a como sigue:

$$\boldsymbol{CBR\ 0.1"} = \frac{\boldsymbol{Presión\ de\ penetración\ para\ 0.1"}}{\boldsymbol{Carga\ unitaria\ patrón\ para\ 0.1"\ de\ penetración}}\boldsymbol{x100} \quad \text{(Fórmula 19)}$$

$$\boldsymbol{CBR\ 0.2"} = \frac{\boldsymbol{Presión\ de\ penetración\ para\ 0.2"}}{\boldsymbol{Carga\ unitaria\ patrón\ para\ 0.2"\ de\ penetración}}\boldsymbol{x100} \quad \text{(Fórmula 20)}$$

Y finalmente, la curva CBR propia del suelo ensayado se grafica en una hoja semilogarítmica.

Los cálculos para el ensayo C.B.R. se presentan en la Tabla 78. Y en las tablas siguientes se muestran los datos usados para la determinación de C.B.R.

Tabla 15.- Humedad al 90% de Compactación

No. tara:	**Z-5**
Masa Húmeda	158.9
Masa Secada al Horno	122.8
Humedad del Suelo (%)	29.4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16.- Humedad al 95% de Compactación

No. tara:	**Z-5**
Peso Húmeda	158.9
Peso Secada al Horno	122.8
Humedad del Suelo (%)	29.4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17.- Humedad al 100% de Compactación

No. tara:	**Z-5**
Peso Húmeda	158.9
Peso Secada al Horno	122.8
Humedad del Suelo (%)	29.4

Fuente: Elaboración propia

Las Tablas de la 79 a la 82 muestran los cálculos realizados para la determinación del C.B.R. al 90%, 95% y 100% de compactación. Y a continuación se muestran los resultados.

Tabla 18.- Resultados C.B.R.

RESULTADOS C.B.R.		
90%	95%	100%
22	26	30

Fuente: Elaboración propia

3.4 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS MÉTODO AASHTO

Un sistema de clasificación de los suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades similares. Sin embargo, son tantas las propiedades diferentes de los suelos y tantas las combinaciones de estas propiedades en cualquier depósito natural de suelo, que cualquier sistema de clasificación universal parece impracticable.

En su lugar los grupos o clases se basan en aquellas propiedades que son más importantes de acuerdo con el carácter particular de la obra de ingeniería para la cual se ha desarrollado la clasificación.

Uno de los sistemas más antiguos de agrupar los suelos para fines de ingeniería, es el que sigue en la clasificación del departamento de caminos públicos. Desde su introducción en 1929, ha sufrido muchas revisiones y modificaciones y se usa ampliamente, para evaluar los suelos para la construcción de subrasantes de carreteras y terraplenes.

La modificación propuesta en 1945 se llama "Revised bureau of public roads; highway research board" o sistema AASHTO (American association of state highway officials). Este sistema divide todos los suelos en tres categorías: granular, con 35% o menos, en peso pasando por el tamiz No. 200 (más fino que 0.074mm); limo-arcilla, con más del 35% pasando por el tamiz No.200 y suelos orgánicos. (Sower y Sower, 1974)

La clasificación se realiza basada en el tamaño del grano y en la plasticidad, de acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están

clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8. En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. (MTI, 2008)

La clasificación de los suelos por el método AASHTO se hace mediante la Tabla 83 del anexo A.

Los símbolos de esta clasificación indican vagamente que con el aumento del número se disminuye la calidad del suelo para la construcción de carreteras.

La clasificación está suplementada por el índice de grupo, o IG:

$$\boldsymbol{IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd}$$ (Fórmula 21)

Donde:

a = porcentaje que pasa el tamiz No.200, mayor que 35 y sin exceder 75, expresado en un número entero (0 a 40)

b = porcentaje que pasa el tamiz No.200, mayor que 15 y sin exceder 55, expresado en un número entero (0 a 40)

c = la parte del límite líquido mayor de 40 y sin exceder 60, expresado en un número entero (0 a 20)

d = (la parte del índice de plasticidad mayor de 10 y sin exceder 30, expresado en un número entero (0 a 20)

Los valores de IG varían de 0 a 20; los números más bajos indican mejor calidad que los números más altos. (Sower y Sower, 1974)

Algunas reglas con respecto al uso de esta ecuación son las siguientes:

- Si el valor obtenido es negativo, se debe asumir como IG = 0
- El límite superior para el Índice del Grupo es de 20
- El IG debe redondearse a valores enteros: Por ejemplo si el valor obtenido es IG = 3.3 realmente es IG = 3 o si es IG = 3.5 realmente es IG = 4
- El Índice de grupo de A-1-a, A-1-b, A-3, A-2-4 y A-2-5 siempre es igual a cero

- Para los grupos A-2-6 y A-2-7, el Índice de grupo se calcula con la última parte de la ecuación, dependiendo solo del IP. (MTI, 2008)

3.5 BANCOS DE PRÉSTAMO

Para saber si un material sacado de un banco de préstamo puede ser utilizado para la base o la subbase de una estructura de pavimento se debe tomar en cuenta sus propiedades físico-mecánicas y comparar ciertos parámetros con lo establecido por la NIC 2000. Estos parámetros se encuentran en las Tablas 84, 85 y 86 del Anexo A.

3.5.1 BANCO SAN ISIDRO LIBERTADOR

El banco de materiales de préstamo “San Isidro Libertador”, está ubicado en la Comarca del mismo nombre perteneciente al Distrito Tres; en el municipio de Managua a unos ocho kilómetros hacia el sur.

El banco empezó a explotarse en el mes de mayo del año 2008, con el aval del Ministerio de Energía y Minas (MEM) y el Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales (MARENA), quienes concedieron los permisos necesarios para la apertura del banco.

Posteriormente se le realizaron los ensayes básicos para conocer su comportamiento en las diferentes exigencias de obras civiles que demandan sus compradores. Se prevé que la vida útil de explotación del yacimiento será de unos 20 años.

Las propiedades físico-mecánicas se presentan en la Tabla 19 del Anexo A.

Tabla 19.- Informe de ensayes de suelos: Banco San Isidro

Granulometría	
Tamaño Máximo	3/8"
Relación de Finos	0.59
Límites de Atterberg	
Límite Líquido	-
Índice de Plasticidad	NP
Clasificación	
Clasificación H.R.B	A-1-b(0)
Clasificación S.U.C.S	SM
Pruebas de Compactación	
Proctor Estándar	
Peso Volumétrico Seco Máximo (Kg/m³)	1,442.0
Humedad Óptima (%)	21
Enjuntamiento	0.98
Porosidad (%)	37
Relación de Vacios	0.58
Grado de Saturación (%)	83
Proctor Modificado	
Peso Volumétrico Seco Máximo (Kg/m³)	1,556.0
Humedad Óptima (%)	18.7
Enjuntamiento	0.91
Porosidad (%)	32
Relación de Vacios	0.47
Grado de Saturación (%)	91
C.B.R. Estándar	
% de Compactación	% de CBR
90	39
95	48
100	57
C.B.R. Modificado	
% de Compactación	% de CBR
90	46
95	89
100	132
Pesos Volumétricos	
Peso Volumétrico Seco Suelto (Kg/m³)	1,247.0
Peso Volumétrico Seco Varillado (Kg/m³)	1,416.0
Abundamiento	1.14
Gravedad Específica	
2.28	

Fuente: Molina, Cano y Hurtado. UNAN-Managua

3.5.2 BANCO MINA SANDINO

El banco de material selecto de nombre Mina Sandino, está ubicado en el kilómetro 11.5 Carretera Nueva a León. Casi un 70% de la mina es de material selecto muy arenoso. El terreno del cual forma parte el yacimiento es de aproximadamente 14 manzanas.

Según la exploración realizada dentro de la mina se encontró un estrato compuesto de cuatro capas descritas como tierra, arena gruesa, arena fina de cerro (lavada), similar a la arena de playa y por último el material selecto. Se muestra en la tabla siguiente las propiedades del Banco Mina Sandino.

Tabla 20.- Informe de ensayes de suelos: Banco Mina Sandino

Granulometría	
Tamaño Máximo	Nº 4
Relación de Finos	0.42
Limites de Atterberg	
Límite Líquido	-
Índice de Plasticidad	NP
Clasificación	
Clasificación H.R.B	A-1-b(0)
Clasificación S.U.C.S	SM
Pruebas de Compactación	
Proctor Estándar	
Peso Volumétrico Seco Máximo (Kg/m³)	1,851.0
Humedad Óptima (%)	14.3
Enjuntamiento	0.92
Porosidad (%)	31
Relación de Vacios	0.45
Grado de Saturación (%)	85
Proctor Modificado	
Peso Volumétrico Seco Máximo (Kg/m³)	1,944.0
Humedad Óptima (%)	12.6
Enjuntamiento	0.88
Porosidad (%)	28
Relación de Vacios	0.38
Grado de Saturación (%)	89
C.B.R. Estándar	
% de Compactación	% de CBR
90	28
95	42
100	56
C.B.R. Modificado	
% de Compactación	% de CBR
90	66
95	99
100	133
Pesos Volumétricos	
Peso Volumétrico Seco Suelto (Kg/m³)	1,568.0
Peso Volumétrico Seco Varillado (Kg/m³)	1,701.0
Abundamiento	1.08
Gravedad Específica	
2.68	

Fuente: Molina, Cano y Hurtado. UNAN-Managua

3.5.3 BANCO CERRO TALPETATE

El banco de nombre Cerro Talpetate se encuentra ubicado en el kilómetro 19 Carretera hacia Xiloá. Es un yacimiento muy valioso de escoria volcánica cuya variedad el hormigón de color rojo (mixto) y negro, es requerido como material de peso ligero para realizar rellenos sanitarios, revestimientos y mezclado con un

buen material selecto es bastante utilizado en la construcción de base y subbase en las carreteras nicaragüenses. La finca donde se ubica el banco posee una extensión de 201 manzanas.

3.5.3.1 HORMIGÓN MIXTO

Tabla 21.- Informe de ensayes de suelos: Banco Cerro Talpetate, hormigón mixto

Granulometría	
Tamaño Máximo	¾"
Clasificación	
Clasificación H.R.B	A-1-a(0)
Clasificación S.U.C.S	GW
Pesos Volumétricos	
Peso Volumétrico Seco Suelto (Kg/m³)	997.0
Peso Volumétrico Seco Varillado (Kg/m³)	1,091.0
Abundamiento	1.09
Gravedad Específica	
2.29	

Fuente: Molina, Cano y Hurtado. UNAN-Managua

3.5.3.2 HORMIGÓN NEGRO

Tabla 22.- Informe de ensayes de suelos: Banco Cerro Talpetate, hormigón negro

Granulometría	
Tamaño Máximo	2"
Clasificación	
Clasificación H.R.B	A-1-a(0)
Clasificación S.U.C.S	GP
Pesos Volumétricos	
Peso Volumétrico Seco Suelto (Kg/m³)	919.0
Peso Volumétrico Seco Varillado (Kg/m³)	1,022.0
Abundamiento	1.11
Gravedad Específica	
2.29	

Fuente: Molina, Cano y Hurtado. UNAN-Managua

Una vez vista las propiedades físico-mecánicas que presentan los materiales de los bancos de préstamo anteriormente expuestos se eligió el material del banco San Isidro Libertador como material de subbase.

Para el material de base se utilizó una mezcla de materiales compuesta de un 40% de material selecto del banco San Isidro Libertador y 60% de hormigón mixto del banco Cerro Talpetate.

Se utilizó esta mezcla debido a que ninguno de los materiales de los bancos analizados presentaba las propiedades adecuadas según las especificaciones de la NIC-2000.

Tabla 23.- Informe de ensaye de suelos: 40% selecto – 60% hormigón mixto

Granulometría	
Tamaño Máximo	¾"
Relación de Finos	0.47
Límites de Atterberg	
Límite Líquido	-
Índice de Plasticidad	NP
Clasificación	
Clasificación H.R.B	A-1-a(0)
Clasificación S.U.C.S	GW-GM
Pruebas de Compactación	
Proctor Modificado	
Peso Volumétrico Seco Máximo (Kg/m³)	1,628.0
Humedad Óptima (%)	18.1
Enjuntamiento	0.81
Porosidad (%)	32
Relación de Vacios	0.46
Grado de Saturación (%)	93
C.B.R. Modificado	
% de Compactación	% de CBR
90	57
95	91
100	125
Pesos Volumétricos	
Peso Volumétrico Seco Suelto (Kg/m³)	1,194.0
Peso Volumétrico Seco Varillado (Kg/m³)	1,313.0
Abundamiento	1.10
Gravedad Específica	
2.37	

Fuente: Molina, Cano y Hurtado. UNAN-Managua

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL MÉTODO AASHTO 93

4.1 GENERALIDADES

Los pavimentos de carretera se dividen en dos categorías principales: rígidos y flexibles. El comportamiento de estos al aplicarles cargas es muy diferente (Ver Figura 3, Anexo B). Se puede ver que, en un pavimento flexible, debido a que la superficie de rodamiento tiene menor rigidez que la de un pavimento rígido, se deforma más y se producen mayores tensiones en la subrasante. (MTI, 2008)

En el diseño de pavimentos flexibles, se suele considerar a la estructura de pavimento como un sistema elástico de varias capas, estando caracterizado el material de cada capa por ciertas propiedades físicas, que pueden incluir el módulo de elasticidad, de resiliencia y la relación de Poisson. Se suele suponer que la capa de la subrasante es infinita en el plano horizontal y en el vertical.

La aplicación de una carga de rueda causa una distribución de esfuerzos, que se puede representar como se muestra en la Figura 4 del Anexo B. Los esfuerzos verticales máximos son de compresión, y suceden directamente debajo de la rueda. Disminuyen al aumentar la profundidad desde la superficie.

Los esfuerzos horizontales máximos también se presentan debajo de la rueda de carga, pero tales esfuerzos pueden ser de tensión o de compresión, como se muestra en la Figura 5 del Anexo B.

Cuando la carga y el espesor del pavimento están dentro de ciertos rangos, se desarrollan esfuerzos horizontales de compresión arriba del eje neutro, mientras que se desarrollan esfuerzos horizontales de tensión abajo del eje neutro.

El diseño del pavimento se basa en criterios que limitan las deformaciones tanto horizontales como verticales, que causan excesivos agrietamientos y deformaciones permanentes. Esos criterios se consideran en términos de aplicaciones repetidas de carga, porque las repeticiones acumuladas de cargas de

tránsito tienen gran importancia en el desarrollo de grietas y en la deformación permanente del pavimento. (Garber y Hoel, 2005)

4.2 EVOLUCIÓN DEL MÉTODO

Este método está basado en ensayos de carreteras. Éste efectuado por la AASHTO fue el último de los grandes ensayos a escala natural de carreteras realizados en Estados Unidos y se llevó a cabo entre 1958 y 1960 cerca de Ottawa, Illinois. Se eligió esa zona por poseer características de suelos uniformes, típicos de gran parte de Estados Unidos y clima típico del norte de ese país. (IBCH, 2006)

El ensayo antes mencionado fue una actividad conjunta llevada a cabo bajo los auspicios de 49 estados, el Distrito de Columbia, Puerto Rico, el Bureau of Public Roads y varios grupos industriales. (Garber y Hoel, 2005)

Este experimento vial introdujo el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos. Durante los dos años que duró el experimento, se registró la serviciabilidad de cada sección de pavimento cada dos semanas, según la calificaban los conductores de camiones del ensayo. Y es en base a datos de este tipo que se dedujeron las ecuaciones de diseño.

A pesar de que fue el ensayo más completo realizado hasta el momento, tenía ciertos defectos como tomar en cuenta un solo tipo de condiciones ambientales y el mismo tipo de subrasante y materiales para pavimentos del norte de Illinois. Entonces se pasó a considerar diferentes condiciones y materiales. Una evaluación mayor del procedimiento de diseño se realizó en 1972. (IBCH, 2006)

La aplicación del Método AASHTO 72 se mantuvo hasta mediados del año 1983, cuando se determinó que, aun cuando el procedimiento que se aplicaba alcanzaba sus objetivos básicos, podían incorporársele algunos de los adelantos logrados en los análisis y el diseño de pavimentos que se habían conocido y estudiado desde ese año 1972.

Por esta razón, en el período 1984-1985 el subcomité de diseño de pavimentos junto con un grupo de ingenieros consultores comenzó a revisar el "Procedimiento

provisional para el diseño de pavimentos AASHTO-72", y a finales del año 1986 concluye su trabajo con la publicación del nuevo "Manual de diseño de estructuras de pavimentos AASHTO 86" (Corredor, 2010). Este manual se publicó en dos volúmenes. Esta edición incorporó nuevos desarrollos, y describió en forma específica la rehabilitación del pavimento. (Garber y Hoel, 2005)

Luego se hizo una nueva revisión en el año 1993, por lo cual, hoy en día, el método se conoce como Método AASHTO-93.

4.3 ELEMENTOS DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

En general, los pavimentos flexibles consisten en una superficie bituminosa soportada por una capa de material granular, y una capa de una mezcla adecuada de materiales gruesos y finos. Las cargas del tránsito se transfieren desde la superficie de rodamiento a los materiales subyacentes de soporte, a través del contacto de los agregados, el efecto friccionante de los materiales granulares y la cohesión de los materiales finos.

La Figura 6 del Anexo B muestra los componentes de un pavimento flexible: subrasante o afirmado, la subbase, la base y la superficie de rodamiento. El funcionamiento del pavimento depende del funcionamiento satisfactorio de cada componente, para lo cual se requiere una evaluación adecuada por separado de las propiedades de cada componente. (Garber y Hoel, 2005)

4.3.1 SUBRASANTE

Subrasante se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. (IBCH, 2006)

La subrasante suele ser del material natural ubicado a lo largo del alineamiento horizontal del pavimento. También puede estar hecha de una capa de materiales adecuados de préstamo, bien compactados. Se puede necesitar tratar el material de la subrasante para alcanzar ciertas propiedades de resistencia que se requieren para el tipo de pavimento que se esté construyendo.

En caso de utilizar material de préstamo, éste puede estar en su estado natural, o se puede mejorar por estabilización. No se suele hacer estabilización del suelo natural ya existente en el trazo, excepto cuando se ve que el material en su estado natural no puede soportar maquinaria pesada de construcción. Se suele usar la estabilización del material de subrasante in situ, para proporcionar una plataforma adecuada de soporte para el equipo pesado de construcción, lo que no se considera en el diseño de pavimento.

La principal propiedad técnica que se requiere en la subrasante es el módulo de resiliencia M_r, que expresa la resiliencia característica del suelo cuando se carga en forma repetida con una carga axial. (Garber y Hoel, 2005)

Pero también se puede convertir el valor CBR del suelo, a un valor equivalente de M_r, usando las siguientes expresiones:

CBR < 10 $MR(PSI) = 1500 * CBR$ (Fórmula 22)

CBR > 10 < 20 $MR(PSI) = 3{,}000 * CBR^{0.65}$ (Fórmula 23)

CBR > 20 $MR(PSI) = 4{,}326 * LnCBR + 241$ (Fórmula 24)

El manual centroamericano para el diseño de pavimentos (2002) establece que el material de subrasante debe estar libre de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado o considerar la estabilización de los suelos subyacentes.

También se indica que los materiales apropiados para capa de subrasante son los suelos granulares con porcentaje de hinchamiento según ensayos AASHTO T-193 y que no tengan características inferiores a los suelos que se encuentran en el tramo. Y para compactar la capa de subrasante, el espesor de ésta debe escarificarse, homogenizarse, mezclarse, conformarse y compactarse en su totalidad, hasta lograr la densidad máxima según AASHTO T-180.

Se analizó los resultados de los estudios de suelos y se llegó a la conclusión que el terreno natural del tramo de 800 metros sobre el cual se pondrá la estructura de

pavimento flexible es apto para ser usado como subrasante por sus propiedades físico-mecánicas según la NIC-2000 (Ver Tabla 84).

Retomamos en esta sección el valor C.B.R. del terreno a ser usado como subrasante porque será necesaria para la determinación de los espesores de la estructura de pavimento (ver Tabla 18, pág. 42)

C.B.R. = 26

4.3.2 SUBBASE

La subbase es la capa inmediatamente arriba de la subrasante y consiste en material de una calidad superior a la que en general se usa en la construcción de la subrasante. (Garber y Hoel, 2005)

La función de esta capa es, fundamentalmente, la de soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de pavimento. También debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento. Se utiliza además como capa de drenaje y controlador de ascensión capilar de agua, protegiendo así la estructura de pavimento, por lo que normalmente se utilizan materiales granulares. (SIECA, 2002)

Los requisitos para materiales de subbase suelen basarse en la granulometría, características plásticas y resistencia del material. Cuando la calidad del material de la subrasante cumple con los requisitos del material de subbase, se puede omitir la subbase como componente. En casos que no se consigue con facilidad un material adecuado para subbase, el material disponible se puede someter a un proceso de estabilización. (Garber y Hoel, 2005)

El material de subbase debe tener un mayor CBR que el material de subrasante y su espesor será variable por tramos, dependiendo de las condiciones y características de los suelos existentes en la subrasante.

Según el manual centroamericano para el diseño de pavimentos (SIECA, 2002), los materiales para ser utilizados en la capa de subbase deber ser suelos de tipo granular que cumplan con los siguientes requisitos:

- El valor soporte (CBR) debe determinarse según AASHTO T-193 sobre muestra saturada según AASHTO T-180.
- El tamaño de las piedras que contenga el material de subbase no debe ser mayor de 2/3 del espesor de ésta.
- Los porcentajes que pasan los tamices No.40 y No.200 deben ser según AASHTO T-11 Y T-27.

El material de subbase debe ser tendido en capas no mayores de 20 centímetros de espesor. Este material debe homogenizarse y conformarse, agregándole la cantidad de agua que sea necesaria para lograr la compactación en su totalidad, hasta alcanzar su densidad máxima. (SIECA, 2002)

Para el material de subbase se eligió el material del banco de préstamo San Isidro Libertador debido a que presenta mejor estabilidad excluyendo a los otros materiales por su mala graduación: por ser muy granulares, presentar poco contenido de grava y mal comportamiento al ser compactados. (ver Tabla 19, pág. 45).

C.B.R. = 48

4.3.3 BASE

La capa base queda inmediatamente arriba de la subbase. Se tiende de inmediato sobre el terraplén en caso de no usarse capa subbase.

La capa de base es la capa que tiene como función primordial distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la subbase y a través de ésta a la subrasante, y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura. (SIECA, 2002)

Esta capa suele consistir en materiales granulares, como piedra triturada, escoria triturada o no triturada, grava triturada o no triturada o arena. Entre las especificaciones de los materiales para capa de base se suelen encontrar requerimientos estrictos en comparación con los de los materiales de la subbase, en especial en lo concerniente a su plasticidad, granulometría y resistencia. Los materiales que no tienen las propiedades requeridas se pueden usar como materiales de base, si se estabilizan en forma adecuada con cemento Portland, asfalto o cal. (Garber y Hoel, 2005)

El manual centroamericano para el diseño de pavimentos (2002) establece que los materiales a usarse para componer la capa de base deben corresponder a los tipos de graduación determinados según AASHTO T-27 y T-11.

Además, indica que:

- El valor soporte (CBR) para piedra triturada y para grava debe hacerse según AASHTO T-193, la compactación según AASHTO T-180 e hinchamiento máximo según AASHTO T-193.
- El material debe estar libre de impurezas y residuos orgánicos.
- La porción de agregado retenida en el tamiz no.4 no debe tener un porcentaje de desgaste, por abrasión según AASHTO T-96.
- La porción que pasa el tamiz no.40 debe tener un índice de plasticidad según AASTH T-90 y un límite líquido mayor al indicado en AASHTO T-89, determinados ambos sobre una muestra preparada en húmedo según AASHTO T-25.
- El equivalente de arena no debe ser menor a como se indica en AASHTO T-176.
- Cuando se necesite agregar material de relleno en adición al que se encuentra naturalmente en el material triturado, para proporcionarle características adecuadas de granulometría y cohesión, éste debe estar 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.

Antes de tender el material de base, el material de subbase debe tener la compactación especificada.

Cuando el espesor de base sea mayor de 20 centímetros, se tiene que hacer la compactación por capas, siempre que éstas no sean mayores de 20 centímetros ni menor a 10 centímetros. Además, se tiene que humedecer la superficie entre capas, para conseguir una mejor adhesión entre éstas y así evitar deslizamientos.

Al compactar, el material debe ser homogéneo y debe estar humedecido y mezclado, para lograr la densidad especificada. La capa de base ya terminada tiene que quedar lo más uniforme posible, para evitar concentración de esfuerzos en la capa de rodadura, al estar el pavimento ya dispuesto para la circulación de vehículos. (SIECA, 2002)

Para la base se retomó una mezcla previamente hecha con el material selecto del banco San Isidro Libertador y el hormigón mixto del banco Cerro Talpetate. Esta mezcla consistió en 40% de material selecto y 60% de hormigón cuyo valor de C.B.R. se presenta a continuación (ver Tabla 23, pág. 48)

C.B.R. = 91

4.3.4 CARPETA DE RODAMIENTO

Esta carpeta o revestimiento es la capa superior del pavimento, y se construye inmediatamente arriba de la base. La capa superficial en los pavimentos flexibles suele consistir en una mezcla de agregados minerales y materiales asfálticos.

Debe ser capaz de resistir altas presiones de neumáticos, así como las fuerzas abrasivas del tránsito y proporcionar una superficie de manejo resistente a los derrapes, y poder evitar la penetración del agua superficial a las capas subyacentes. El espesor de la superficie de rodamiento puede variar desde 3 pulgadas hasta más de 6, dependiendo del tránsito esperado. (Garber y Hoel, 2005)

4.4 MÉTODO AASHTO 93

Esta edición de 1993 consistió en un solo volumen, para sustituir el volumen 1 de la guía de 1986. Los cambios principales en la edición de 1993 fueron el procedimiento de diseño para recubrimientos.

Cada edición de la guía menciona en forma específica que el procedimiento de diseño que se presenta posiblemente no pueda incluir todas las condiciones que se relacionan con cualquier sitio específico. Por consiguiente, se recomienda que al usar la guía, se use la experiencia local para mejorar los procedimientos dados en la guía. (Garber y Hoel, 2005)

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un número estructural para el pavimento flexible, que pueda soportar el nivel de carga solicitado. (SIECA, 2002)

Corredor (2010) afirma que este método de diseño mantiene las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos que se establecieron en el experimento vial de la AASHTO en 1961, así como los modelos básicos que deben ser empleados en el diseño de pavimentos; introduciendo, sin embargo, los cambios más importantes sucedidos en diferentes áreas del diseño tales como:

- Incorporación de un "Factor de Confiabilidad"
- Sustitución del Valor Soporte del Suelo (Si), por el Módulo Resiliente (Método de ensayo AASHTO T274).
- Empleo de los módulos resilientes para la determinación de los coeficientes estructurales, tanto de los materiales naturales o procesados, como de los estabilizados.
- Establecimiento de guías para la construcción de sistemas de subdrenajes, y modificación de las ecuaciones de diseño,
- Sustitución del "factor regional" por un enfoque más racional que toma en consideración las características ambientales sobre las propiedades de los materiales.

Garber y Hoel (2005) indican que los factores que se consideran en el procedimiento de la AASHTO para diseñar pavimentos flexibles, tal como los presenta la guía de 1993, son:

- Desempeño del pavimento
- Tránsito
- Suelos de afirmado (material de la subrasante)
- Materiales para la construcción
- Medio ambiente
- Drenaje
- Confiabilidad

El objetivo del diseño utilizando el método de AASHTO, es determinar un número estructural SN de pavimento flexible, adecuado para soportar la ESAL proyectada en el diseño. Este procedimiento de diseño se usa para ESAL´s mayores que 50,000 para el período de funcionamiento. El diseño para las ESAL´s menores que ésta se suele considerar como de carreteras de bajo volumen.

La guía AASHTO de 1993 presenta la siguiente ecuación para la determinación del número estructural SN:

$$\boldsymbol{SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3} \quad \text{(Fórmula 25)}$$

Donde:

m_i = Coeficiente de drenaje para la capa i

a_i = Coeficientes de las capas superficiales

D_i = Espesor, en pulgadas, de las capas estructurales

La ecuación básica de diseño que contiene la guía de 1993 es:

$$Log_{10}W_t18 = Z_R * S_o + 9.36 * Log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{Log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * Log_{10}M_R - 8.07$$

(Fórmula 26)

Donde:

Wt18 = Tránsito en ejes equivalente acumulados para el período de diseño seleccionado.

Z_R = Desviación normal standard para determinada confiabilidad

So: Desviación standard general

SN = Número estructural

ΔPSI: Pérdida entre los índices de servicios inicial y final deseados.

M_R: Módulo de resiliencia efectivo del material usado para la subrasante.

De la Fórmula 26 se puede despejar SN usando un programa de cómputo, o el nomograma de la Gráfica 14 del Anexo C. (Garber y Hoel, 2005)

Tomando en cuenta que una estructura de pavimento flexible es un sistema estratificado, la determinación de los distintos espesores se debería hacer de la siguiente manera: primero determinar los SN requeridos sobre las capas de base y subbase, usando la resistencia correspondiente de cada capa. Y el espesor mínimo admisible de cada capa se puede determinar usando las diferencias de los SN calculados. (Garber y Hoel, 2005)

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.

Para evitar las deformaciones excesivas, los materiales son seleccionados para cada capa a como sigue: superficie de rodamiento, base granular y subbase. Para cada uno de los materiales se deben obtener los módulos de resiliencia.

Utilizando en nomograma de la Gráfica 14 del Anexo C 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 está inmediatamente abajo.

Entonces, para determinar el espesor D_1 de la capa asfáltica se supone un M_R igual al de la base y así se obtiene en SN_1, que debe ser absorbido por dicha capa.

El espesor D_1 de la carpeta asfáltica debe ser:

a) Para carpeta asfáltica

$$\boldsymbol{D_1 > \frac{SN_1}{a_1}}$$ (Valor mínimo requerido para la carpeta asfáltica) (Fórmula 27)

$$\boldsymbol{D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}}$$ (Valor real que debe ser usado) (Fórmula 28)

$$\boldsymbol{SN_1^* = a_1 D_1^* \geq SN_1}$$ (Fórmula 29)

$$\boldsymbol{SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2}$$ (Fórmula 30)

Se adopta un espesor D_1^* ligeramente mayor. El número estructural absorbido por esta capa es el correspondiente al valor calculado con la Fórmula 28.

b) Para base:

Para determinar el espesor mínimo de la base, se utiliza en nomograma de la Gráfica 14 del Anexo C usando el valor de M_R de la subbase para obtener el valor de SN_2 a ser absorbido por el concreto asfáltico y la base. Así:

$$\boldsymbol{D_2^* \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2\, m_2}}$$ (Fórmula 31)

Se adopta un espesor D_2^* ligeramente mayor. El número estructural que será absorbido se determina como:

$$\boldsymbol{SN_2^* = a_2\, m_2 D_2^*}$$ (Fórmula 32)

c) Subbase

Por último, para la subbase se vuelve a utilizar el nomograma con el valor de M_R correspondiente a la subrasante y se obtiene un valor de SN_3, que será igual al SN para todo el paquete estructural calculado, es decir, la capa asfáltica, base y subbase.

El espesor de la subbase se obtiene de la siguiente manera:

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3\, m_3}$$ (Fórmula 33)

Se adopta un espesor D_3^* ligeramente mayor y se obtiene el número estructural absorbido por la subbase a como sigue:

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^*$$ (Fórmula 34)

Para verificar:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN$$ (Fórmula 35)

Con el resultado que se obtiene en la Fórmula 35, que el número estructural total debe ser como mínimo igual o mayor 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 será sometida. (SIECA, 2002)

El asterisco que acompaña a D y SN indica el valor que se usará realmente el cual debe ser igual o mayor que el valor requerido. Con frecuencia no resulta práctico ni económico construir una capa con un espesor menor que cierto valor mínimo. La Tabla 87 del Anexo A muestra una lista de los espesores mínimos que sugiere la AASHTO. (Garber y Hoel, 2005)

Tales valores mínimos dependen de las prácticas locales y está condicionado usarlos. Los 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.

El procedimiento antes descrito 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 tengan estas características deberá ser definida por la relación de costo-eficiencia de esta, o utilizar espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

Lo anteriormente mencionado 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 resiliente igual o mayor, y se decidirá si es necesario colocarla o si se utilizará el mínimo especificado. (SIECA, 2002)

4.4.1 MÓDULO DE RESILIENCIA

a) Para la subrasante, teniendo el C.B.R del terreno se calculó el módulo resiliente utilizando la Fórmula 24 debido a que el C.B.R. es mayor a 20%

$$M_{R_{Sub\ ras,}} = 4{,}326 * Ln(26) + 241 = 14{,}336\ PSI$$

b) Para la subbase se utilizó la Gráfica 13 obteniendo un valor de módulo resiliente de:

$$M_{R_{Sub\ base}} = 17{,}500\ PSI$$

c) Para la base se utilizó la Gráfica 12 obteniendo un valor de módulo resiliente de:

$$M_{R_{Base}} = 29{,}000 PSI$$

4.4.1 COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES

Corredor (2010) indica que tal como fue definido en el Método de Diseño AASHTO '72, el coeficiente estructural (a_i) es una medida de la habilidad relativa de una unidad de espesor de un material o mezcla determinada, para servir como un componente estructural de un pavimento.

Por ejemplo, dos centímetros de un material con un coeficiente estructural de 0.20 proporcionan la misma contribución estructural que un centímetro de otro material cuyo coeficiente estructural sea de 0.40. Los coeficientes estructurales (a_i) que son empleados en el Método AASHTO '93, para los diversos materiales y mezclas se exponen en la página siguiente.

a) Mezclas de concreto asfáltico

1) Si se conoce el módulo elástico de la mezcla asfáltica usar la Gráfica 11 del Anexo C.

b) Bases granulares no tratadas

Para el caso de bases granulares no tratadas se puede emplear la Gráfica 12 del Anexo C si se conoce el valor del CBR, Hveem o triaxial de Texas.

c) Subbases granulares no tratadas

Para el caso de subbases granulares no tratadas se puede emplear la Gráfica 13 del Anexo.

Para la carpeta asfáltica se consideró 450,000 lb/in^2 como módulo de elasticidad, se utilizó la Gráfica 11 y se obtuvo:

$$a_{asfalto} = a_1 = 0.45$$

Para la base se utilizó la Gráfica 12 y se obtuvo:

$$a_{base} = a_2 = 0.138$$

Para la subbase se utilizó la Gráfica 13 y se obtuvo:

$$a_{sub\ base} = a_3 = 0.125$$

4.4.2 COEFICIENTES 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, así como permitir en determinado momento el uso de capas de soporte de menor espesor.

En la Tabla 24 se dan los tiempos de drenaje que recomienda la AASHTO. Dichas recomendaciones se basan en el tiempo que es necesario para que la capa de base elimine la humedad cuando ésta tiene un grado de saturación del 50%, pero cabe recalcar que un grado de saturación del 85% reduce en buena medida el tiempo real necesario para seleccionar la calidad de un drenaje.

Tabla 24.- Tiempo de drenaje para capas granulares

Calidad del Drenaje	50% saturación	85% saturación
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	de 10 a 15 horas
Muy pobre	El agua no drena	mayor de 15 horas

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

La calidad del drenaje es expresada en la fórmula del número estructural por medio del coeficiente de drenaje m_x, el cual toma en cuenta las capas no ligadas.
En la Tabla 25 se presentan los coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles, basado en la calidad del drenaje y el tiempo en que el pavimento estará expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación.

Tabla 25.- Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

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

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

En la Tabla 24 se analiza la calidad de drenaje con dos porcentajes de saturación y los tiempos permisibles para que una capa drene adecuadamente. Con el porcentaje de saturación y la calidad del drenaje, se determina el coeficiente adecuado para una base conforme a la Tabla 25.

Se consideró un drenaje regular con un 5% - 25% de tiempo que el pavimento estará expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación y se tomó el valor de 1 tanto para la capa de base como para la subbase.

4.4.3 NÚMERO ESTRUCTURAL DE DISEÑO

El número estructural (SN del inglés structural number) es un número abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerido, para una combinación dada de soporte del suelo (Módulo resiliente, Mr) del tránsito total (W18), de la serviciabilidad terminal, y de las condiciones ambientales. (Lozano y Tabares, 2005)

A como se mencionó en la Sección 5.3.2 se utiliza el nomograma de la Gráfica 14 del Anexo C para encontrar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada.

Para determinar el número estructural inicial se utilizaron los datos anteriormente calculados y utilizando la Gráfica 14 se obtuvieron los siguientes números estructurales con los que se procedieron a hacer los cálculos para los espesores finales de las capas que compondrán la estructura de pavimento flexible.

$$SN_{sub\ ras} = SN_3 = 2.2$$

$$SN_{sub\ base} = SN_2 = 2$$

$$SN_{base} = SN_1 = 1.6$$

4.4.3.1 CONFIABILIDAD

La confiabilidad en el diseño de un pavimento puede definirse como la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones que tiene el lugar en ese lapso. (IBCH,2006)

La mayor parte de los métodos de diseño de pavimentos toman en cuenta las incertidumbres producto de la inexactitud en la determinación de los ESAL´s debido a tasas de crecimiento que pueden no ser exactas. En la guía AASHTO de 1993 se propone el uso de un factor de confiabilidad, que toma en cuenta las posibles incertidumbres en la predicción del tránsito y la predicción del funcionamiento. (Garber y Hoel, 2008)

Estos factores de confiabilidad funcionan como un factor de seguridad. Cuanto mayor eran las incertidumbres, mayor eran los coeficientes de seguridad.

La aplicación de estos coeficientes de seguridad puede hacer que el pavimento resulte sobre o subdimensionado, dependiendo de las magnitudes de los coeficientes de seguridad y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño.

Una aproximación realista para encarar la incertidumbre es la que utiliza los coeficientes de seguridad que reflejan el monto de la variabilidad estadística asociada con cada uno de los parámetros en el proceso de diseño.

La selección del nivel apropiado de confiabilidad para el diseño de un pavimento está dictada por el uso esperado de ese pavimento. El subdimensionamiento de un pavimento tiene consecuencias más graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito (por ejemplo, una autopista urbana) que un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito.

En ambos casos habrá problemas, el pavimento alcanzará los niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto y será necesario realizar trabajos de reparaciones. Lo que sí debe quedar claro es que los costos de rehabilitación para el caso de la autopista urbana serán mucho mayores que para el camino rural de bajo tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores.

Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo da pavimentos más económicos, pero con un mayor costo de mantenimiento. En base a lo dicho, hay un nivel de confiabilidad óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento da un mínimo.

Aunque la clasificación funcional de caminos es un factor muy importante para tener en cuenta, la confiabilidad a adoptar no está basada sólo en este criterio. En la Guía de Diseño AASHTO, niveles de confiabilidad altos indican que la consecuencia de falla es muy grave. Niveles altos de tránsito traen como consecuencia un más rápido deterioro y también un mayor costo de rehabilitación; es por eso por lo que los niveles de confiabilidad deben tener en cuenta las consecuencias de la falla. (IBCH, 2006)

Los niveles de confiabilidad recomendados por la AASHTO se muestran en la Tabla 26.

Tabla 26.- Niveles de confiabilidad R

Tipo de carretera	Niveles de confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85 – 99.9	80 – 99.9
Troncales	80 - 99	75 – 95
Colectoras	80 - 95	50 - 80

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Para una carretera con clasificación funcional de colectora suburbana se eligió el mínimo de confiabilidad equivalente a un 80% porque el tránsito que utilizará esta vía es liviano y nos permitirá diseñar un pavimento con un nivel de confiabilidad óptimo entre el costo inicial del proyecto y el mantenimiento de éste.

4.4.3.2 DESVIACIÓN STANDARD

La desviación standard es una medida del desvío de los datos con respecto al valor medio. Cuanto menor sea el desvío estándar, los datos medidos estarán más próximos al valor medio.

Toma en consideración la variación esperada en los materiales y el proceso constructivo que predominarán en el pavimento que se diseña, la posibilidad de variación en la predicción del tráfico a lo largo del período de diseño, y la variabilidad normal en el comportamiento del pavimento para un valor de Wt_{18}. Estos valores fueron desarrollados a partir de un análisis de varianza que existía en el Road Test y en base a las predicciones futuras del tránsito. (IBCH, 2006)

La Tabla 27 muestra los valores de desviación standard para pavimentos flexibles.

Tabla 27.- Desviación standard para pavimentos flexibles

Para pavimentos flexibles	0.40 – 0.50
En construcción nueva	0.35 – 0.40
En sobrecapas	0.50

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Se eligió un valor promedio del valor máximo y mínimo recomendado por la AASHTO, resultando este valor en un 0.45 para pavimento flexible.

4.4.3.3 PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD

Los factores principales que se consideran como funcionamientos son el desempeño estructural y funcional del pavimento. El desempeño estructural se relaciona con la condición física del pavimento, respecto de factores que tienen un impacto negativo sobre la capacidad del pavimento para soportar la carga del tránsito.

Estos factores incluyen agrietamiento, fallas, desprendimiento, etc. El desempeño funcional es una indicación de la eficacia con que el pavimento sirve al usuario. El factor principal que se considera como desempeño funcional es el confort en la conducción de vehículos.

Para cuantificar el desempeño del pavimento se desarrolló un concepto llamado serviciabilidad. Bajo este concepto se elaboró un procedimiento para determinar un índice de serviciabilidad (PSI, de present serviciability index en inglés), con base en su rugosidad y desgaste, que se midieron en función del grado de agrietamiento, bacheo y profundidad de huellas de tránsito para pavimentos flexibles.

El PSI se relacionó con los factores considerados, con base en el promedio de las evaluaciones obtenidas de los ingenieros más experimentados en la rama de la ingeniería de vías. La escala va del 0 al 5, siendo 0 el PSI mínimo y 5 el máximo.

En el procedimiento de diseño se usan dos índices de serviciabilidad: el índice de serviciabilidad inicial (p_i), determinado después de construir el pavimento, y el índice terminal de serviciabilidad (p_t), que es el valor mínimo aceptable antes de que sea necesario el revestimiento o la reconstrucción. (Garbel y Hoel, 2005)

El índice de serviciabilidad inicial y final varía si se trata de pavimento flexible o de pavimento rígido. Tales valores son:

Serviciabilidad inicial:

Po = 4.5 para pavimentos rígidos

Po = 4.2 para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final:

Pt = 2.5 o más para caminos principales

Pt = 2.0 para caminos de tránsito menor

La pérdida de serviciabilidad ΔPSI se obtiene con la siguiente expresión:

$$\Delta \boldsymbol{PSI} = \boldsymbol{p_o} - \boldsymbol{p_t} \quad \text{(Fórmula 36)}$$

$$\Delta \text{PSI} = 4.2 - 2 = 2.2$$

4.5 ESPESORES DE LAS CAPAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Para el cálculo de los espesores de capas se utilizó la fórmula general**.**

a) Carpeta de rodamiento: $D_1 = \frac{1.6}{0.45} = 3.56\ in$

Este valor se redondeó a: $D_1{}^* = 4\ in$

$$SN_1^* = 0.45 * 4 = 1.8$$

b) Base: $D_2 \geq \frac{1.9-1.8}{0.138*1} = 0.72in$

Debido a que este valor es menor al espesor mínimo recomendado se retomó el valor mínimo de $D_2{}^* = 4in$.

$$SN_2^* = 0.138 * 4 * 1 = 0.55$$

c) Subbase: $D_3 \geq \frac{2-(1.8+0.55)}{0.125*1} = -2.8in$

Este valor negativo indica que no se debe utilizar subbase.

d) Comprobación

$$1.8 + 0.55 \geq 2.2$$

$$2.35 \geq 2.2\ CORRECTO$$

Por lo tanto, los espesores que cumplen con las especificaciones de los materiales son:

- Capa asfáltica: 4 pulgadas
- Base: 4 pulgadas

(Ver Figura 7 del Anexo B)

CAPÍTULO V: DRENAJE SUPERFICIAL

5.1 GENERALIDADES

Para una carretera es tan importante su diseño estructural y geométrico como poder evacuar el agua de manera rápida y eficiente para evitar el deterioro del pavimento. Es por eso por lo que en las secciones siguientes se presentarán los parámetros y ecuaciones para poder diseñar las cunetas que evacuará el agua proveniente de las cuencas adyacentes.

El drenaje superficial debe ser muy efectivo para evacuar rápidamente las aguas de la superficie del pavimento y evitar que éstas se infiltren dentro de la estructura de este, ocasionándole daños que pueden ser considerables y de efectos inmediatos o a corto plazo. También previenen que el lodo o suciedades de las áreas no pavimentadas de la carretera penetren los lados del carril exterior de circulación, causando problemas de visibilidad de la línea de demarcación del borde separador entre el pavimento y sus hombros.

Los canales de drenaje o cunetas se construyen a los lados de las carreteras para conducir el agua hacia las alcantarillas, cajas o puentes; así como alejarlas de la carretera en concordancia con la configuración topográfica de su localización. (SIECA 2da ed., 2004)

5.2 BOMBEO

El bombeo es la pendiente que se le da a la plataforma o corona en las tangentes del alineamiento horizontal con el objeto de facilitar el escurrimiento superficial del agua. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad. El bombeo depende del tipo de superficie de rodamiento. (SIECA, 2011)

El manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras regionales (2004) especifica que la pendiente transversal de una carretera de primera clase con dos carriles en tangente debe ser del 2% del centro de la sección hacia fuera. SI hay más de dos carriles por sentido, cada carril adicional irá incrementando su pendiente transversal entre 0.5% y 1%.

No se estimula el uso de secciones parabólicas para conformar la pendiente transversal de una carretera de cuatro carriles, debido a que la caída del borde exterior del pavimento es muy acentuada y, aunque conveniente para efectos del drenaje, puede ser incómoda para la conducción vehicular.

Tomando en cuenta todo lo anteriormente mencionado, se seleccionó una pendiente transversal para la carretera de 2%.

5.3 HOMBROS

Los hombros o espaldones son franjas de carretera ubicadas contiguo a los carriles de circulación y que, en conjunto con éstos, constituyen la corona o sección comprendida entre los bordes de los taludes. Donde haya que acomodar ciclistas, es aconsejable ampliar los hombros a 1.2 metros de ancho mínimo. Para las carreteras colectoras del sistema vial regional, este mínimo se puede ampliar a 1.5 metros.

Los hombros deben ser revestidos para proporcionar un mejor soporte a la calzada y redondeados en el borde exterior. El revestimiento puede ser de grava, de material estabilizado químicamente o consistir en un tratamiento superficial bituminoso, una mezcla asfáltica o un concreto hidráulico, según las características de la carretera y las demandas del tránsito.

Según el tipo de superficie, los hombros pueden tener pendientes transversales de 2% al 6% cuando se trata de hombros asfaltados o con concreto hidráulico, de 4% a 6% en hombros revestidos de grava y de 8% en hombros engramados. En curvas horizontales con sobreelevación, predomina el porcentaje de sobreelevación de la calzada. (SIECA *et all*, 2011)

En la Tabla 88 del Anexo A se muestran los anchos mínimos de los hombros en función de su clasificación. Debido a que la calle es una colectora rural, se tomó 1.2 metros como el ancho de cada hombro.

5.4 CUNETAS

Las cunetas son canales de drenaje generalmente de sección triangular y se proyectan para todos los tramos al pie de los taludes de corte, longitudinales a ambos lados de la calzada, incluyendo hombros.

Sus dimensiones serán fijadas de acuerdo con los cálculos hidrológicos realizados sobre el área de drenaje delimitada, pendiente longitudinal, generalmente paralela a la de la corona de la carretera y la intensidad de lluvia de la zona para un tiempo de retorno previamente establecido. Con esa información y cálculo se obtendrá el caudal pico de diseño y las dimensiones de la estructura a construir.

El ancho es medido desde el borde de la subrasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la subrasante el fondo o vértice de la cuneta. (MTI, 2008)

5.4.1 REVESTIMIENTO

Cuando el suelo es deleznable (arenas, limos, arenas limosas, arena limo arcillosos, suelos francos, arcillas, etc.) y la pendiente de la cuneta es igual o mayor de 4%, ésta deberá revestirse con piedra y lechada de cemento, u otro revestimiento adecuado. (MTI, 2008)

Para su revestimiento puede usarse: piedra bolón unida con mortero, concreto simple fundido en sitio, concreto simple prefabricado, suelo cemento o mezclas asfálticas, que sirven para conducir hacia los drenajes, el agua de lluvia que cae sobre la corona y los taludes. (SIECA *et all*, 2011)

5.4.2 DESAGÜE

El desagüe del agua de las cunetas se efectuará por medio de alcantarillas de alivio. La distancia entre alcantarilla y su capacidad hidráulica será establecida de manera de evitar que las cunetas sobrepasen su tirante previsto de agua teniendo en cuenta las precipitaciones previstas de la zona y a las dimensiones de la cuneta.

En zonas lluviosas donde las cunetas sean revestidas, deberá colocarse como mínimo una alcantarilla de alivio cada 150 m. (MTI, 2008)

No se ha propuesto colocar alcantarillas de alivio puesto que ningún tramo sobrepasa los 150 metros.

5.4.3 ANCHO DE CARRIL

El ancho del carril depende de la clasificación funcional de la carretera, el cual se consulta en la Tabla 88. Para una colectora rural el ancho es de 3.3 metros, razón por la cual se seleccionó 3.3 metros como ancho de carril.

5.5 CAUDAL MÁXIMO PROBABLE

El caudal máximo probable es el caudal que se espera que pase por las cunetas de la carretera. Este caudal se puede calcular por medio de varios métodos, pero el método que se utilizará en el presente trabajo es el método racional, que se describe en la siguiente sección.

Los datos que fueron utilizados para el cálculo del caudal máximo probable se obtuvieron de los datos generados por el levantamiento topográfico utilizando Civil 3D tanto de la línea central de la calle como de los terrenos adyacentes.

La pendiente del fondo de la cuneta se consideró paralela a la subrasante sobre la que se construirá la carretera. El perfil de la subrasante propuesta se muestra en los planos 2, 3 y 4 del Anexo D.

Debido a que es un terreno irregular en cuanto a pendientes, se dividió el tramo de 800 metros en subtramos que toman en cuenta el cambio de pendiente transversal de la cuenca adyacente a la calle, el cambio en la pendiente de la subrasante y los caminos existentes que van perpendiculares al tramo de interés, obteniéndose varias zonas de aporte o subcuencas.

La pendiente de las subcuencas adyacentes se tomó como el valor promedio del rango de pendientes del terreno, excepto por el primer tramo en el que se tomó la pendiente máxima.

Las longitudes más largas desde el punto más alto de las subcuencas hasta el borde de la calle fueron obtenidas con el programa Civil3D, tomando en cuenta los datos del levantamiento topográfico.

El ancho de la plataforma se refiere a la suma del ancho del carril en una sola dirección más el ancho del hombro. Y se tomó en cuenta ya que es área que drenará agua a las cunetas.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los datos iniciales que se utilizaron para el cálculo del caudal máximo probable del lado derecho.

Tabla 28.- Datos iniciales

Estación	L (m)	$S_{der.}$ (%)	S' (%)	$L_{der.}$ (m)	L1 (m)
0+040 – 0+176	136	3.45	6.82	201.9	4.5
0+176 – 0+238	62	8.93	18.2	124	4.5
0+238 – 0+296.81	58.81	8.93	12.85	129.68	4.5
0+296.81 – 0+327.14	30.33	3.51	26.41	129.68	4.5
0+340 – 0+393.5	53.5	3.51	26.41	150	4.5
0+406 – 0+453.5	47.5	3.51	12.85	151.7	4.5
0+467 – 0+547.3	80.3	3.51	26.41	103	4.5
0+547.3 – 0+684.2	136.89	8.91	26.41	241.2	4.5
0+684.2 – 0+778.68	94.49	0.61	12.85	40	4.5
0+778.56 – 0+840	61.44	6.06	26.41	52.6	4.5

Fuente: Elaboración propia

A como se puede observar en los planos, el único aporte que recibirá la cuneta del lado izquierdo es el de la superficie de rodamiento más el hombro ya que la cuenca adyacente no llega a depositar agua al lado de la calle, sino al otro lado. Esto nos lo indican las curvas de nivel, un excelente indicador del comportamiento que tendrán las aguas en caso de precipitación.

Así, la longitud de la cuenca adyacente para la cuneta del lado izquierdo correspondió únicamente al ancho del carril más el hombro ya que es la única área que aporta agua a la cuneta izquierda. Y se tomó el tramo más crítico para el diseño; esto es, el tramo de mayor longitud: Est. 0+547.3 – 0+684.2.

5.5.1 MÉTODO RACIONAL

El método racional es el más ampliamente usado para el análisis de escorrentía de cuencas pequeñas. Toma en cuenta las siguientes características y procesos hidrológicos:

- Intensidad de la lluvia
- Duración de la lluvia
- Frecuencia de la lluvia
- Área de la cuenca
- Abstracciones hidrológicas

- Concentración y difusión de la escorrentía.

En general el método racional solo provee una descarga pico, por lo que en la ausencia de difusión de escorrentía es posible obtener un hidrograma de escorrentía en forma de triángulo isósceles.

El método racional está restricto a cuencas pequeñas. Por tal razón, asumir que la lluvia sea constante en el tiempo y en el espacio, tiene validez sólo para cuencas pequeñas. Además de esto, para cuencas pequeñas la duración de la lluvia normalmente excede el tiempo de concentración. Finalmente, en cuencas pequeñas, la escorrentía ocurre primariamente como flujo sobre el suelo más que como flujo de corriente.

Las áreas de drenaje menores de 3 km^2, corresponden a cuencas pequeñas, para lo cual es aplicable el método racional.

El método racional está basado en las siguientes asunciones para la determinación de la descarga pico:

- La duración de la lluvia es igual a la del tiempo de concentración.
- El período de retorno, o frecuencia, de la descarga pico calculada, es el mismo como el período de retorno para la tormenta de diseño.
- El coeficiente de escorrentía no varía durante una lluvia y las características necesarias de la cuenca pueden ser identificadas.
- La intensidad de la lluvia es constante durante la duración de la lluvia, y es uniforme sobre toda el área de drenaje bajo consideración.
- La descarga pico calculada en el punto de diseño está en función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración de ese punto.

El caudal pico Q de una cuenca o superficie se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$\boldsymbol{Q = C.I.\frac{A}{K}}$$ (Fórmula 37)

Donde:

C: el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada. Es adimensional.

A: área de drenaje de la cuenca en hectáreas o km^2.

I: la intensidad media de precipitación en mm/hora, correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.

K: un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20% en Q para tener en cuenta el efecto de los picos de precipitación. Se utilizará k= 360 para obtener un valor de caudal en metros cúbicos por segundo (m^3/s) y K=3.6 cuando el área introducida sea en km^2 para obtener el valor d Q en m^3/seg. (MTI, 2008)

5.5.1.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente C de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria correspondiente al período de retorno y el umbral de escorrentía a partir del cual se inicia ésta.

El coeficiente de escorrentía "C" en la formula Racional es también dependiente de la característica del suelo. El tipo y condición de suelo determina su habilidad para absorber la precipitación. La tasa a la cual un suelo absorbe la lluvia continua por un extendido un periodo de tiempo.

Debe ser anotado que el coeficiente de escorrentía "C" es la variable del método racional que es menos susceptible para determinación precisa. Un coeficiente razonable debe ser escogido para representar los efectos integrados de

infiltración, depresiones de almacenaje de superficie, evaporación, retención, ruteo de flujo e intercepción, todo de cuyo efecto de distribución de tiempo y tasa pico de escorrentía. (MTI, 2008)

Para el caso de las cunetas se determina un coeficiente de escorrentía ponderado que se calcula con la fórmula siguiente

$$C = \frac{L_1 C_2 + L_2 C_2 + l C_3}{L_1 + L_2 + l}$$ (Fórmula 38)

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía ponderado

L1 = Ancho de la mitad de la plataforma

L2 = Distancia entre la plataforma y la cuneta

l = Ancho de la cuenca adyacente

C1 = Coeficiente de escorrentía de la plataforma

C2 = Coeficiente de escorrentía para el talud

C3 = Coeficiente de escorrentía para el área entre la cuneta y la misma cuenca

El coeficiente de escorrentía C3 se determina con la siguiente fórmula:

$$C_3 = U_S * T_S * P_t$$ (Fórmula 39)

Donde

Us = Uso de suelo

Ts = Tipo de suelo

Pt = Pendiente del terreno

Cuyos valores se seleccionan de la Tabla 89 del Anexo A**.** (Lanza, 2012)

Para el lado derecho:

Debido a que la pendiente del terreno adyacente varía, se calculó un coeficiente de escorrentía para cada uno y luego se obtuvo el coeficiente de escorrentía ponderado que toma en cuenta tanto la superficie del pavimento como el de la cuenca de aporte y se calculó según la sección 6.4.1.1.

Se presenta el cálculo del primer coeficiente de escorrentía a manera de ejemplo. Este coeficiente y los demás coeficientes se muestran en la Tabla 30.

Estación 0+040 – 0+176 (d=136 m)

El coeficiente de escorrentía de la cuenca que drenará a la cuneta es la siguiente:

$$C_3 = 0.2 * 1.25 * 2 = 0.5$$

El coeficiente de escorrentía ponderado es:

$$C = \frac{4.5 * 0.95 + 201.9 * 0.5}{4.5 + 201.9} = 0.51$$

Tabla 30.- Coeficientes de escorrentía

Estación	Us	Ts	Pt	C3	C
0+040 – 0+176	0.2	1.25	2	0.5	0.51
0+176 – 0+238	0.2	1.25	2.5	0.63	0.64
0+238 – 0+296.81	0.2	1.25	2.5	0.63	0.64
0+296.81 – 0+327.14	0.2	1.25	3	0.75	0.76
0+340 – 0+393.5	0.2	1.25	3	0.63	0.64
0+406 – 0+453.5	0.2	1.25	2.5	0.63	0.64
0+467 – 0+547.3	0.2	1.25	3	0.75	0.76
0+547.3 – 0+684.2	0.2	1.25	3	0.75	0.75
0+684.2 – 0+778.68	0.2	1.25	2.5	0.63	0.66
0+778.56 – 0+840	0.2	1.25	3	0.75	0.77

Fuente: Elaboración propia

Para el lado izquierdo:

El coeficiente de escorrentía utilizado fue de 0.95 correspondiente a una carretera pavimentada.

$$C = 0.95$$

5.5.1.2 INTENSIDAD DE LLUVIA

La intensidad de la lluvia puede ser determinada por medio de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (curvas IDF), en cuyo caso se necesita un período de retorno. Este período de retorno depende del tipo de construcción. Los diferentes valores de períodos de retorno se presentan en la Tabla 90 del Anexo A.

La construcción de las curvas IDF se hace tomando en consideración los registros históricos de precipitaciones registrados en las estaciones pluviométricas de la zona de interés. Tales registros son proporcionados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

En el gráfico de curvas IDF, en el eje de las abscisas se encuentra el tiempo de duración en minutos y en el de las ordenadas la intensidad de la lluvia en mm/hora, por lo que solamente será necesario determinar el tiempo de duración o tiempo de concentración, interceptar la curva del tiempo de retorno deseado y verificar la intensidad de lluvia correspondiente.

Los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno. Es decir, se trata de una representación gráfica de cómo de intensa es una precipitación en función de cuánto dura el episodio de lluvias y con qué probabilidad puede excederse ese episodio de lluvias.

El tiempo de concentración o duración se determina según la fórmula siguiente: (Morales, 2006)

$$T_c = \frac{0.0192L^{0.77}}{S^{0.385}}$$ (Fórmula 40)

Donde:

Tc = Tiempo de concentración

L = Ancho de la cuenca l y el largo de la cuneta L

S = Pendiente del fondo de la cuneta

Para el lado derecho:

Para determinar las intensidades de lluvia utilizamos las curvas IDF de la estación meteorológica del Aeropuerto Augusto César Sandino de Managua (Gráfica 15, Anexo C). El tiempo de concentración se calculó con la Fórmula 40. Se presenta a continuación el cálculo tanto del tiempo de concentración como de la intensidad de lluvia para el primer tramo. Las demás intensidades de lluvia se muestran en la Tabla 31.

$$T_C = \frac{0.0192 * (201.9 + 136)^{0.77}}{0.0345^{0.385}} = 6.22\ minutos$$

El tiempo de retorno según la sección 6.4.1.2 es de:

$$T_r = 5\ años$$

Con este valor del tiempo de concentración, y utilizando las curvas IDF de Managua (Ver Gráfica 15, Anexo C) se obtuvo una intensidad aproximada de:

$$I = 170\ mm/h$$

A continuación, se presenta una tabla con las intensidades de lluvia para cada tramo.

Tabla 31.- Intensidades de lluvia

Estación	L+l (m)	S (%)	Tc (min)	I (mm/h)
0+040 – 0+176	337.9	3.45	6.22	170
0+176 – 0+238	186	8.93	2.72	175
0+238 – 0+296.81	188.49	8.93	2.75	175
0+296.81 – 0+327.14	160.01	3.51	3.47	172
0+340 – 0+393.5	203.5	3.51	4.18	171
0+406 – 0+453.5	199.2	3.51	4.1	171
0+467 – 0+547.3	183.3	3.51	3.85	175
0+547.3 – 0+684.2	378.09	8.91	4.7	170
0+684.2 – 0.778.68	134.49	0.61	5.96	169
0+778.56 – 0+0.840	114.04	6.06	2.17	175

Fuente: Elaboración propia

Para el lado izquierdo:

$$T_C = \frac{0.0192 * 136.89^{0.77}}{0.0891^{0.385}} = 2.15\ minutos$$

$$T_r = 5\ años$$

Utilizando las curvas IDF nos da una intensidad de lluvia de:

$$I = 175\ mm/h$$

5.5.1.3 ÁREA

El área corresponde a la superficie que drenará hacia la cuneta, tanto de la cuenca adyacente como de la plataforma de pavimento.

Para el lado derecho:

El área que aportará agua hacia las cunetas será tanto de las subcuencas como del carril en una sola dirección más el ancho total del hombro. Las áreas de las

subcuencas se obtuvieron con ayuda del programa Civil3D, con los datos del levantamiento topográfico.

En la Tabla 32 se muestran las áreas del lado derecho de la calle.

Tabla 32.- Áreas de aporte

Estación	$A_{CUENCA}(m^2)$	$A_{PLAT}(m^2)$	$A_{TOTAL}(m^2)$	$A_{TOTAL}(Km^2)$
0+040 – 0+176	26,040.73	612.00	26,652.73	0.0267
0+176 – 0+238	7,119.6	279.00	7,398.6	0.0074
0+238 – 0+296.81	1,529	264.65	1,793.645	0.0018
0+296.81 –0+ 327.14	1,139.49	136.49	1,275.975	0.0013
0+340 – 0+393.5	5,405	240.75	5,645.75	0.0056
0+406 – 0+453.5	5,506.81	213.75	5,720.56	0.0057
0+467 – 0+547.3	10,215.7	361.35	10,577.05	0.0106
0+547.3 – 0+684.2	5,125.37	616.01	5,741.375	0.0057
0+684.2 – 0+778.68	2,481	425.21	2,906.205	0.0029
0+778.56 – 0+840	2,386.1	276.48	2,662.58	0.0027

Fuente: Elaboración propia

Para el lado izquierdo:

$$A = (4.5m)(136.89m) = 616\ m^2 = 0.00062\ km^2$$

5.1.1.4 CÁLCULO DEL CAUDAL ESPERADO

Para el lado derecho:

Con la utilización del método racional (sección 6.4.1) se obtuvieron los caudales máximos probables. Se muestra el cálculo del caudal máximo probable para el primer tramo, los caudales para los demás tramos están reflejados en la Tabla 29.

$$Q_1 = \frac{0.51 * 170 * 0.0267}{3.6} = 0.63\ m^3/s$$

Tabla 29.- Caudales máximos probables

Estación	C	I (mm/h)	$A_{TOTAL}(Km^2)$	$Q_{PROB}(m^3/s)$
0+040 – 0+176	0.51	170	0.0267	0.63
0+176 – 0+238	0.64	175	0.0074	0.23
0+238 – 0+296.81	0.64	175	0.0018	0.06
0+296.81 – 327.14	0.76	172	0.0013	0.05
0+340 – 0+393.5	0.64	171	0.0056	0.17
0+406 – 0+453.5	0.64	171	0.0057	0.17
0+467 – 0+547.3	0.76	175	0.0106	0.39
0+547.3 – 0+684.2	0.75	170	0.0057	0.20
0+684.2 – 0.778.68	0.66	169	0.0029	0.09
0+778.56 – 0.840	0.77	175	0.0027	0.10

Fuente: Elaboración propia

Para el lado izquierdo:

$$Q_{PROB} = \frac{0.95 * 175 * 0.00062}{3.6} = 0.03\ m^2$$

5.6 SECCIÓN DE CUNETA

De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial. Los canales naturales incluyen todos los conductos de agua creados por la naturaleza, desde los pequeños arroyos hasta los estuarios en la desembocadura de los grandes ríos.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el trabajo humano tales como: canales de navegación, canales magistrales, canales y canaletes de surcos de drenaje, vertederos de aforo, alcantarillado sanitario, alcantarillas de obras viables, etc. (Lanza, 2012)

5.6.1 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LA SECCIÓN

Un canal construido con una sección transversal constante y con la misma pendiente del fondo en toda su longitud se denomina prismático. De otra forma se le llama no prismático. Los canales naturales que presentan alineamientos accidentados y secciones muy variables e irregulares son, por supuesto no prismáticos.

Los canales prismáticos son siempre canales artificiales, que pueden tener variadas formas en su sección transversal tales como: rectangular, trapecial, triangular, circular o parabólicas.

Los elementos geométricos de una sección transversal son aquellas propiedades de la sección que pueden ser definidas completamente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo.

Algunos elementos geométricos de la sección transversal son los siguientes (Lanza, 2012):

- **Profundidad de flujo (y):** Es la distancia vertical desde la superficie libre del agua hasta el punto más bajo de la sección.
- **Ancho superficial (t):** Es el ancho de la sección en la superficie libre del canal.
- **Área de la sección (a):** Es el área de la sección transversal de flujo.
- **Perímetro mojado (p):** Es la longitud de la línea de intersección de la superficie del canal en contacto con el agua con un plano normal al flujo.
- **Radio hidráulico (R_h):** Se define como la relación del área de la sección al perímetro mojado.

5.6.2 PROPUESTA DE SECCIONES

En 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presentó una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual. En unidades métricas, la ecuación de Manning queda como sigue:

$$\boldsymbol{V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} S^{0.5}} \quad \text{(Fórmula 43)}$$

Donde:

Rh = Radio hidráulico

S = Pendiente del fondo del canal

El valor de n es un coeficiente llamado coeficiente de rugosidad de Manning Chow (1994) presenta una lista de valores de n para canales de diferentes clases, valores que se muestran en la Tabla 91 del Anexo A. Para cada tipo de canal se muestran los valores mínimo, normal y máximo de n y los valores en negrilla son los valores a menudo recomendados para diseño.

Y se muestran en la Tabla 92 los valores máximos de la velocidad de flujo para evitar erosión en el canal. Y el valor mínimo de la velocidad es de 0.6 m/s para evitar el crecimiento de vegetación. (Sparrow, 2008)

Se procede a continuación a proponer las secciones de las cunetas,

<u>Para el lado derecho:</u>

Para el primer tramo se propuso una altura h de 0.4 m con talud 3:1 para un canal triangular con revestimiento de concreto, con un n = 0.014. Con la ayuda del programa Civil 3d se obtuvieron las áreas de las secciones y los perímetros mojados. Para el primer tramo de la estación 0+040 a la estación 0+176.

Con un área de sección de $A = 0.24\ m^2$ y un perímetro mojado de $P = 1.67\ m$, el radio hidráulico resultó de: $R_h = \frac{0.24\ m^2}{1.67\ m} = 0.14\ m$

Las velocidades para el lado derecho se calcularon de la siguiente manera y para todas las estaciones:

$$V = \frac{1}{0.014} * 0.0345^{0.5} * 0.14^{\frac{2}{3}} = 3.65\, m/s$$

Puesto que la capacidad hidráulica de una sección de un canal es igual al producto del área mojada por la velocidad de flujo, el caudal utilizando la ecuación de Manning se calcula a como sigue:

$$\boldsymbol{Q = V * A = \left(\frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} S^{0.5}\right) * A}$$ (Fórmula 44)

Las capacidades hidráulicas de las secciones para el lado derecho se calcularon de la siguiente manera y para todas las estaciones:

$$Q_{Sección} = 3.65 \frac{m}{s} * 0.24\, m^2 = 0.88\, m^3/s$$

Vemos que la capacidad hidráulica de la sección es mayor al caudal máximo esperado, por tanto la altura *h* de 0.4 está correcta.

Para el lado izquierdo:

Se propuso una altura h de 0.10 m con talud 3:1 para un canal triangular con revestimiento de concreto, con un n = 0.014.

Con un área de sección de $A = 0.015\, m^2$ y un perímetro mojado de $P = 0.42\, m$, el radio hidráulico resultó de: $R_h = \frac{0.015\, m^2}{0.42\, m} = 0.036\, m$

La velocidad de flujo para la cuneta del lado izquierdo se obtuvo de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{0.014} * 0.0891^{0.5} * 0.036^{\frac{2}{3}} = 2.31\, m/s$$

La capacidad hidráulica de la sección resultó de:

$$Q_{Sección} = 2.31 \frac{m}{s} * 0.015 m^2 = 0.035 m^3/s$$

Vemos que la capacidad hidráulica de la sección es mayor al caudal máximo esperado, por tanto la altura *h* de 0.1 está correcta.

Una vez teniendo las capacidades hidráulicas de las secciones, se comparan con el caudal máximo esperado. Si éste es menor que la capacidad hidráulica de la sección, las propiedades geométricas de la sección son las correctas.

Se presenta en la siguiente tabla las alturas de cuneta que hacen que las secciones cumplan con lo anteriormente dicho. Además de corroborar que las velocidades sean menores a la máxima (Ver Tabla 92 Anexo A.)

Tabla 33.- Capacidad hidráulica de las secciones del lado derecho y velocidades de flujo

Estación	S (%)	$h_{PROP.}(m)$	$Q_{APORTE}(m^3/s)$	$Q_{SECCIÓN}(m^3/s)$	V flujo (m/s)
0+040 – 0+176	3.45	0.40	0.63	0.88	3.65
0+176 – 0+238	8.93	0.22	0.23	0.29	3.54
0+238 – 0+296.81	8.93	0.15	0.06	0.10	3.08
0+296.81 – 0+327.14	3.51	0.15	0.05	0.07	1.93
0+340 – 0+393.5	3.51	0.22	0.17	0.18	2.47
0+406 – 0+453.5	3.51	0.22	0.17	0.18	2.47
0+467 – 0+547.3	3.51	0.30	0.39	0.41	3.03
0+547.3 – 0+684.2	8.91	0.20	0.2	0.22	3.70
0+684.2 – 0+778.68	0.61	0.25	0.09	0.11	1.12
0+778.56 – 0+840	6.06	0.18	0.1	0.14	2.85

Fuente: Elaboración propia

Las secciones finales se muestran en el Plano 5 del Anexo D

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Luego de recopilar, procesar y analizar la información requerida para el desarrollo de los objetivos propuestos en este trabajo, se concluye que:

El estudio de tránsito refleja que la composición vehicular es de 96% del TPDA para vehículos livianos, y tan solo del 4% del TPDA para vehículos pesados de pasajeros y carga. Por tanto, se espera que esta carretera sirva mayoritariamente para la circulación de vehículos livianos.

Se determinó las cargas a las que será sometido el pavimento y el resultado obtenido fue de 246,318 ESAL's por carril de diseño. Esta cantidad representa las cargas del tránsito esperado en los 20 años de vida útil de la nueva carretera.

De acuerdo con los resultados analizados en el estudio de suelos del tramo de interés, se puede concluir que el suelo tiene una buena granulometría y según su clasificación de grupo que es A-1-a (0) con un C.B.R. = 26 al 95%. Se clasifica un material de excelente a bueno para ser usado como subrasante. El tipo de material característico en estos suelos son cantos, grava y arena. Y con un C.B.R. de 26 es apto para subrasante.

El porcentaje de humedad de las cuatro muestras oscilan entre 9.3% y 18.7%. Cabe destacar que en ninguno de los cuatro sondeos que observó la presencia de manto rocoso ni del nivel freático.

Se analizó los estudios geotécnicos de los bancos de materiales cercanos usando la información existente y se observó que el material del banco San Isidro Libertador es apto para usarse como subbase, ya que cuentan con las características físico mecánicas adecuadas, pero ninguno de los materiales los bancos de materiales cumplen con los requisitos para utilizarse como base.

Debido a esto, es que se utilizó una mezcla de dos materiales de estos bancos: el material selecto del banco San Isidro libertador y el hormigón mixto del banco

Cerro Talpetate en proporciones de 40% y 60% respectivamente que cumplen con las propiedades físico-mecánicas demandadas por la norma NIC 2000, y así poder ser utilizado como material de base.

Se determinó los espesores de la estructura de pavimento flexible mediante cálculos manuales y se propuso un espesor para la carpeta de rodamiento de 4 pulgadas, un espesor de base de 4 pulgadas y, basándonos en los cálculos realizados, concluimos que la utilización de subbase no es necesaria.

Se estableció la geometría y dimensiones de la cuneta que tendrá la vía considerando las características topográficas de la zona así como los datos hidrológicos existentes.

Se propuso una cuneta de sección triangular con talud de 3:1 con altura y revestimiento variable, esto para cumplir con las velocidades mínimas y máximas de flujo y así evitar la sedimentación y erosión respectivamente.

7.2 RECOMENDACIONES

Con el objetivo de garantizar que la infraestructura vial propuesta cumpla con la vida útil de diseño, se recomienda seguir las siguientes especificaciones técnicas:

Restringir el uso de la carretera a vehículos livianos, ya que la estructura de pavimento fue diseñada para un flujo vehicular liviano y si se llegase a incrementar estas cargas podría provocar daños en la estructura o acortamiento de la vida útil de la vía.

Hacer un estudio de tránsito cuyos resultados permitan dictaminar si fuera necesario expandir el diseño propuesto de dos carriles a cuatro carriles ya que esta carretera conectará dos vías que tienen un considerable flujo vehicular.

Utilizar la mezcla de material selecto del banco San Isidro Libertador con el hormigón mixto del banco Cerro Talpetate en la proporción indicada para ser usado como material de base ya que cumple con las especificaciones del NIC 2000.

Dar buen seguimiento al proceso de construcción de la carretera para asegurar que tanto los materiales utilizados como las dimensiones tanto del espesor de la estructura de pavimento como de las cunetas sean los obtenidos en el diseño

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cal, R. y Cárdenas, J. 7ma ed. (1994). *Ingeniería de tránsito: fundamentos y aplicaciones.* México: Alfaomega

- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Estados Unidos: McGraw Hill

- Corredor, G y Corros, M. (2010). Maestría en vías terrestres, *Módulo III: Diseño de pavimentos I [Presentación Power Point]*. Nicaragua.

- Departamento de construcción. *Guía de laboratorio de mecánica de suelos I.* Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería

- Departamento de ingeniería en obras civiles. (2008). *Guía de laboratorio de geotecnia.* Chile: Universidad de Santiago de Chile.

- Garber, N. y Hoel, L. (2005). *Ingeniería de tránsito y carreteras*. México: Thompson

- Instituto boliviano del cemento y hormigón. (2006). *Diseño de pavimentos (AASHTO 93).* Bolivia.

- Juárez, E., y Rico, A. (1974). *Mecánica de suelos (tomo 1, 3ra. ed.).* México: Limusa

- Lanza, N. (2012). *Hidrología para ingenieros civiles*. Nicaragua

- Ministerio de transporte e infraestructura. (1999). *Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes.* Nicaragua.

- Ministerio de transporte e infraestructura. (2008). *Manual para la revisión de estudios geotécnicos.* Nicaragua.

- Ministerio de transporte e infraestructura. (2008). *Manual para la revisión de estudios de tránsito.* Nicaragua.

- Ministerio de transporte e infraestructura. (2008). *Manual para la revisión de estudio de drenaje menor.* Nicaragua.

- Ministerio de transporte e infraestructura. (2008). *Manual para la revisión de diseños de pavimentos.* Nicaragua.

- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2016). *Anuario de aforos de tráfico año 2016.* Nicaragua.

- Molina, A., Cano, N. y Hurtado, J. (2011). *Propiedades físicas y mecánicas del material selecto y escoria volcánica (hormigón) provisto por los frentes de explotación activos en los bancos de préstamo: San Isidro Libertador, La Veta, Mina Sandino y Cerro Talpetate utilizados en obras horizontales en el departamento de Managua.* Managua: UNAN.

- Morales, H. (2006). *Ingeniería vial I para estudiantes de grado de ingeniería civil*. República Dominicana: Búho

- Navarro, S. (2008). *Apuntes de Ingeniería de Tránsito.* Recuperado de: https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/apuntes-ingenieria-de-transito.pdf

- Secretaría de integración económica centroamericana. (2002). *Manual centroamericano para diseño de pavimentos.* Guatemala.

- Secretaría de integración económica centroamericana. (2004). *Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales (2da ed.)*. Guatemala.

- Secretaría de integración económica centroamericana. (2011). *Normas para el diseño geométrico de carreteras con enfoque de gestión de riesgo y seguridad vial (3da ed.)*. Guatemala.

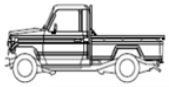
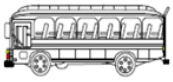
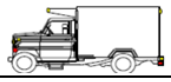
- Sower, B. y Sower, F. (1972). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.* México: Limusa Wiley

- Sparrow, E. (2008). *Hidráulica básica de canales.* Argentina

ANEXOS

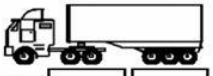
ANEXO A: TABLAS

Tabla 34.- Clasificación vehicular

Tipos de vehículos			
Vehículos de pasajeros	Motos	*Todos los tipos de motocicletas tales, como mini motos, cuadra ciclos y taxi motos, etc.*	
	Autos	*Todos los tipos de automóviles de cuatro y dos puertas.*	
	Jeeps	*Todos los vehículos, conocidos como 4x4*	
	Camionetas	*Camionetas con tinas y aquellas que por su diseño están destinadas a trabajos de cargas.*	
	Microbús	*Microbuses, cuya capacidad es menor o igual a 4 pasajeros sentados.*	
	Minibús	*Todos aquellos con una capacidad de 15 a 30 pasajeros sentados.*	
	Bus	*Todos aquellos con una capacidad mayor de 30 pasajeros sentados.*	

Fuente: Ministerio de transporte e infraestructura: dirección de administración vial.

Tabla 35.- Clasificación vehicular (continuación)

Tipos de vehículos			
Vehículos de carga	Liviano de carga	*Todos aquellos vehículos diseñados para el transporte de mercadería liviana y pesada.*	
	Camión de carga	*Todos aquellos camiones tipo C2 (2 ejes) y C3 (3 ejes), con un peso mayor de 5 ton. Peso máximo de 4 toneladas o menor.*	
	Camión de carga pesada	*Se consideran las combinaciones tractor camión y semi remolque, que sea igual o mayor de 5 ejes.*	
	Tx-Sx>5	*Son combinaciones camión-remolque, que sea menor o igual a 4 ejes y están clasificados como Cx-Rx*	
	Camión combinado	*Son combinaciones iguales que las anteriores, pero iguales o mayores cantidades a 5 ejes.*	
	Cx-Rx>5	*Se compone de los vehículos que no son utilizados para el transporte de personas o carga, sino para fines más específicos, como la agricultura y la construcción.*	
Equipo pesado	Vehículo agrícola	*Se incluyen remolques o tráileres pequeños halados por cualquier clase de vehículos automotor, también se incluyen los tirados o halados por tracción animal o humana.*	
	Vehículos de construcción	*Generalmente se utilizan en la construcción de carreteras, puentes y demás obras civiles.*	

Fuente: Ministerio de transporte e infraestructura: dirección de administración vial

Tabla 36.- Primer conteo, día lunes, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t.	
6:00-7:00	1	2	0	2	0	0	0	0	5
7:00-8:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
8:00-9:00	1	3	0	1	0	0	0	0	5
9:00-10:00	1	2	0	0	1	0	0	0	4
10:00-11:00	2	3	0	0	0	0	0	0	5
11:00-12:00	1	3	1	1	0	0	0	0	6
12:00-1:00	0	2	0	1	0	0	0	0	3
1:00-2:00	2	1	0	2	0	0	0	0	5
2:00-3:00	1	0	0	0	0	0	0	0	1
3:00-4:00	2	1	0	1	0	0	0	0	4
4:00-5:00	3	1	0	0	0	0	0	0	4
5:00-6:00	1	2	0	2	0	0	0	0	5
TOTAL	17	21	1	10	1	0	0	0	50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37.- Primer conteo, día lunes, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	2	3	0	1	0	0	0	0	6
7:00-8:00	1	1	0	0	0	0	0	0	2
8:00-9:00	0	2	0	2	0	0	0	0	4
9:00-10:00	1	2	0	0	0	0	0	0	3
10:00-11:00	1	1	0	2	0	0	0	0	4
11:00-12:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
12:00-1:00	0	3	0	0	0	0	0	0	3
1:00-2:00	0	2	0	2	0	0	0	0	4
2:00-3:00	1	1	0	0	0	0	0	0	2
3:00-4:00	2	2	1	1	0	0	0	0	6
4:00-5:00	0	0	0	1	0	0	0	0	1
5:00-6:00	2	1	0	2	0	0	0	0	5
TOTAL	12	19	1	11	0	0	0	0	43

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38.- Primer conteo, día miércoles, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	1	3	0	2	0	0	0	0	6
7:00-8:00	2	2	0	0	0	0	0	0	4
8:00-9:00	2	1	2	0	0	0	0	0	5
9:00-10:00	1	3	0	3	0	0	0	0	7
10:00-11:00	0	4	0	1	0	0	0	0	5
11:00-12:00	2	2	0	2	0	0	0	0	6
12:00-1:00	1	2	0	0	0	0	0	0	3
1:00-2:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
2:00-3:00	0	3	1	1	0	0	0	0	5
3:00-4:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4:00-5:00	1	2	0	0	0	0	0	0	3
5:00-6:00	2	1	0	2	0	0	0	0	5
TOTAL	14	24	3	11	0	0	0	0	52

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39.- Primer conteo, día miércoles, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	3	3	0	1	0	0	0	0	7
7:00-8:00	1	2	0	3	0	0	0	0	6
8:00-9:00	2	1	0	7	0	0	0	0	10
9:00-10:00	0	2	0	4	0	0	0	0	6
10:00-11:00	1	0	1	1	0	0	0	0	3
11:00-12:00	2	0	0	0	0	0	0	0	2
12:00-1:00	1	2	0	2	0	0	0	0	5
1:00-2:00	0	1	0	3	0	0	0	0	4
2:00-3:00	0	3	0	1	0	0	0	0	4
3:00-4:00	1	2	0	3	0	0	0	0	6
4:00-5:00	2	0	0	2	0	0	0	0	4
5:00-6:00	1	3	0	1	0	0	0	0	5
TOTAL	14	19	1	28	0	0	0	0	62

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40.- Primer conteo, día viernes, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	3	3	0	0	0	0	0	0	6
7:00-8:00	2	3	0	0	0	0	0	0	5
8:00-9:00	0	1	0	0	0	0	0	0	1
9:00-10:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10:00-11:00	1	2	0	0	0	0	0	0	3
11:00-12:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
12:00-1:00	1	3	0	0	1	0	0	0	5
1:00-2:00	0	2	0	1	0	0	0	0	3
2:00-3:00	0	4	0	0	0	0	0	0	4
3:00-4:00	2	0	0	1	0	0	0	0	3
4:00-5:00	2	2	0	0	0	0	0	0	4
5:00-6:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
TOTAL	15	22	0	2	1	0	0	0	40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41.- Primer conteo, día viernes, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	2	4	0	2	0	0	0	0	8
7:00-8:00	3	1	0	0	0	0	0	0	4
8:00-9:00	0	2	0	0	0	0	0	0	2
9:00-10:00	2	2	0	0	0	0	0	0	4
10:00-11:00	1	3	0	2	0	0	0	0	6
11:00-12:00	0	0	0	1	0	0	0	0	1
12:00-1:00	0	2	0	0	0	0	0	0	2
1:00-2:00	2	1	0	0	0	0	0	0	3
2:00-3:00	2	0	0	0	0	0	0	0	2
3:00-4:00	3	2	0	0	0	0	0	0	5
4:00-5:00	3	3	1	0	0	0	0	0	7
5:00-6:00	2	3	0	1	1	0	0	0	7
TOTAL	20	23	1	6	1	0	0	0	51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42.- Segundo conteo, día lunes, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/hora)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	6	5	0	4	1	1	0	0	17
7:00-8:00	3	17	2	1	0	0	0	3	26
8:00-9:00	7	19	0	3	0	0	0	0	29
9:00-10:00	6	15	4	0	1	1	0	2	29
10:00-11:00	2	16	1	0	0	0	0	0	19
11:00-12:00	7	10	1	3	0	2	1	0	24
12:00-1:00	9	12	3	1	1	0	1	2	29
1:00-2:00	5	11	3	4	3	0	1	0	27
2:00-3:00	7	15	0	0	3	0	0	0	25
3:00-4:00	6	11	3	5	1	0	0	0	26
4:00-5:00	4	1	1	2	0	0	3	1	12
5:00-6:00	1	11	1	2	0	0	1	0	16
TOTAL	63	143	19	25	10	4	7	8	279

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43.- Segundo conteo, día lunes, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/5 Min)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	5	12	1	3	0	1	0	1	23
7:00-8:00	3	14	1	1	0	0	0	0	19
8:00-9:00	7	20	2	3	0	0	0	1	33
9:00-10:00	5	9	2	0	0	0	0	0	16
10:00-11:00	3	15	1	2	1	1	0	1	24
11:00-12:00	9	7	2	4	3	0	2	0	27
12:00-1:00	7	14	0	1	1	0	3	0	26
1:00-2:00	4	11	2	2	1	0	2	1	23
2:00-3:00	4	15	2	3	3	2	0	0	29
3:00-4:00	6	8	3	1	1	1	2	0	22
4:00-5:00	5	4	1	1	0	0	1	1	13
5:00-6:00	2	12	1	2	0	0	1	1	19
TOTAL	60	141	18	23	10	5	11	6	274

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44.- Segundo conteo, día miércoles, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora (C/5 Min)	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	5	6	1	3	0	1	0	0	16
7:00-8:00	3	8	1	4	0	0	0	0	16
8:00-9:00	8	23	2	6	1	2	1	1	44
9:00-10:00	2	13	2	7	0	1	0	0	25
10:00-11:00	10	11	1	1	1	1	0	1	26
11:00-12:00	6	9	0	2	1	0	0	0	18
12:00-1:00	1	4	0	4	0	0	0	0	9
1:00-2:00	2	9	0	3	0	0	0	1	15
2:00-3:00	4	15	1	1	0	1	0	1	23
3:00-4:00	3	9	1	5	0	2	0	0	20
4:00-5:00	2	6	0	3	0	0	1	0	12
5:00-6:00	3	12	0	6	0	0	0	0	21
TOTAL	49	125	9	45	3	8	2	4	245

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45.- Segundo conteo, día viernes, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora (C/5 Min)	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	4	9	0	1	0	0	0	0	14
7:00-8:00	6	13	2	3	0	0	0	0	24
8:00-9:00	6	14	4	7	2	3	0	1	37
9:00-10:00	7	10	0	4	0	0	0	0	21
10:00-11:00	11	9	1	1	1	1	0	0	24
11:00-12:00	9	8	0	0	0	0	0	0	17
12:00-1:00	4	5	0	2	0	0	0	0	11
1:00-2:00	6	12	1	3	0	0	0	2	24
2:00-3:00	4	5	0	1	0	1	1	0	12
3:00-4:00	4	6	0	3	0	2	0	0	15
4:00-5:00	3	8	1	2	0	0	0	0	14
5:00-6:00	5	12	0	1	0	0	0	0	18
TOTAL	69	111	9	28	3	7	1	3	231

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46.- Segundo conteo, día viernes, sentido Norte-Sur

SENTIDO NS									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/5 Min)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	5	11	0	2	0	1	1	0	20
7:00-8:00	4	16	1	1	1	0	0	1	24
8:00-9:00	8	21	0	2	0	0	0	0	31
9:00-10:00	4	10	0	0	0	0	1	0	15
10:00-11:00	3	14	1	1	2	0	2	0	23
11:00-12:00	8	6	2	3	0	1	0	1	21
12:00-1:00	6	13	1	1	1	1	0	0	23
1:00-2:00	3	10	2	2	1	0	1	0	19
2:00-3:00	5	16	1	2	0	0	0	0	24
3:00-4:00	7	9	3	1	2	1	3	1	27
4:00-5:00	6	5	2	2	1	0	1	0	17
5:00-6:00	3	13	1	2	0	2	1	1	23
TOTAL	62	144	14	19	8	6	10	4	267

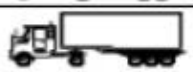
Fuente: Elaboración propia

Tabla 47.- Segundo conteo, día viernes, sentido Sur-Norte

SENTIDO SN									
Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros					Vehículos de Carga		TOTAL
(C/5 Min)		Autos	Jeep	Cam.	McBus < 15 s	MnBus 15-30 s	Liviano	C2 > 4t	
6:00-7:00	5	4	0	2	1	0	0	0	12
7:00-8:00	3	13	0	3	1	1	0	1	22
8:00-9:00	6	17	1	1	0	0	1	0	26
9:00-10:00	7	14	0	0	0	0	0	0	21
10:00-11:00	1	12	3	2	0	0	0	1	19
11:00-12:00	6	9	0	1	0	1	1	0	18
12:00-1:00	6	11	1	2	2	0	1	1	24
1:00-2:00	5	10	2	3	0	2	0	0	22
2:00-3:00	7	15	0	1	1	0	2	0	26
3:00-4:00	5	12	1	6	2	0	0	0	26
4:00-5:00	3	3	0	3	0	0	1	1	11
5:00-6:00	6	13	1	3	1	0	0	1	25
TOTAL	60	133	9	27	8	4	6	5	252

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48.- Pesos máximos permisibles por tipo de vehículo

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMAS DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						
		1er. Eje	2do. Eje	3er. Eje	4to. Eje	5to. Eje	6to. Eje	Peso Maximo Total (1) Ton - Met.
C2		5.00	10.00					15.00
C3		5.00	**16.50**					21.50
			8.25	8.25				
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	4.0 a			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**		4.0 a	5.0 a	5.0 a	35.00
		5.00	8.0 b	8.0 b	6.5 b	5.0 b	5.0 b	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.*

Fuente: Ministerio de transporte e infraestructura: Dirección de administración vial

Tabla 49.- Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, Pt = 2.0

Carga p/eje (kips)[5]	Número estructural 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	0.010	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.

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Tabla 50.- Tipos de ensaye a realizarse

Tipo de Ensaye	Designación	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los Suelos	T-88	D-422
Límite líquido de los Suelos	T-89	D-423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	T-90	D-424
Clasificación Higway Research Board, o clasificación AASHTO	M-145	D-3282
Humedad Natural		D-2216
CBR (California Bearing Ratio)	T-193	D-1883

Fuente: Manual para la revisión de estudios geotécnicos, MTI

Tabla 51.- Aberturas de tamices normados por la ASTM

Tamiz (ASTM)	Tamiz (inch) (mm)	Abertura real (mm)	Tipo de suelo
3”	*80*	*76.12*	GRAVA
2”	*50*	*50.80*	
1 ½”	*40*	*38.10*	
1”	*25*	*25.40*	
¾”	*20*	*19.05*	
3/8”	*10*	*9.52*	
No. 4	*5*	*4.76*	ARENA GRUESA
No. 10	*2*	*2.00*	ARENA MEDIA
No. 20	*0.90*	*0.84*	
No. 40	0.50	0.42	
No. 60	0.30	0.25	ARENA FINA
No. 140	0.10	0.105	
No. 200	0.08	0.074	

Fuente: Mecánica de suelos (tomo 1), Juárez y Rico

Tabla 52.- Sondeo 1 muestra 1: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	**484**	7.6	7.6	92.4
21/2"	0	0.0	7.6	92.4
2	0	0.0	7.6	92.4
1 1/2	591	9.3	16.9	83.1
1	358	5.6	22.5	77.5
3/4	278	4.4	26.9	73.1
1/2	440	6.9	33.8	66.2
3/8	275	4.3	38.1	61.9
4	724	11.4	49.5	50.5
Pasa 4	3218	50.5	100.0	
Suma	**6368**	**92.4**		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53.- Sondeo 1 muestra 1: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	221	719	12.2		12.2	38.4
40	315		17.4		29.5	21.0
200	183		10.1		39.6	10.9
Pasa 200	198.3		10.9		50.5	
suma	**917**		**50.5**			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54.- Sondeo 1 muestra 1: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	1055		Humedad	
	Ps seco lavado	B	719.0		Tara Nº	G-4
	Pasa 200 lavado	C= A-B	198.3		Peso húmedo	728
	Pasa 200 cribado	D	0.0		Peso seco	633
	Total pasa 200	E= C+D	198.3		% Humedad	15.0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55.- Sondeo 1 muestra 2: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	355	5.3	5.3	94.7
1 1/2	216	3.2	8.5	91.5
1	506	7.5	16.0	84.0
3/4	312	4.6	20.6	79.4
1/2	658	9.8	30.4	69.6
3/8	362	5.4	35.8	64.2
4	846	12.6	48.4	51.6
Pasa 4	3477	51.6	100.0	
Suma	6732	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56.- Sondeo 1 muestra 2: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	234	716	13.4		13.4	38.3
40	322		18.4		31.7	19.9
200	160		9.1		40.9	10.8
Pasa 200	189.1		10.8		51.6	
suma	905		51.6			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57.- Sondeo 1 muestra 2: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	989		Humedad	
	Ps seco lavado	B	716.0		Tara Nº	G-5
	Pasa 200 lavado	C= A-B	189.1		Peso húmedo	684
	Pasa 200 cribado	D	0.0		Peso seco	626
	Total pasa 200	E= C+D	189.1		% Humedad	9.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58.- Sondeo 2 muestra 1: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret.	% retenido	% Retenido	% que pasa
	Parcial gr	Parcial		Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	209	2.6	2.6	97.4
1 1/2	358	4.5	7.1	92.9
1	516	6.5	13.6	86.4
3/4	323	4.1	17.7	82.3
1/2	696	8.8	26.5	73.5
3/8	399	5.0	31.5	68.5
4	1003	12.6	44.1	55.9
Pasa 4	4441	55.9	100.0	
Suma	7945	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59.- Sondeo 2 muestra 1: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	173	615	12.4		12.4	43.5
40	277		19.9		32.3	23.6
200	165		11.9		44.2	11.7
Pasa 200	163.2		11.7		55.9	
suma	778		55.9			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60.- Sondeo 2 muestra 1: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	924		Humedad	
	Ps seco lavado	B	615.0		Tara Nº	G-3
	Pasa 200 lavado	C= A-B	163.2		Peso húmedo	805
	Pasa 200 cribado	D	0.0		Peso seco	678
	Total pasa 200	E= C+D	163.2		% Humedad	18.7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61.- Sondeo 2 muestra 2: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	321	4.9	4.9	95.1
1 1/2	205	3.1	7.9	92.1
1	498	7.5	15.5	84.5
3/4	315	4.8	20.2	79.8
1/2	667	10.1	30.3	69.7
3/8	372	5.6	35.9	64.1
4	842	12.7	48.7	51.3
Pasa 4	3398	51.3	100.0	
Suma	6618	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62.- Sondeo 2 muestra 2: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	239	697	13.9		13.9	37.5
40	335		19.4		33.3	18.0
200	123		7.1		40.5	10.9
Pasa 200	187.6		10.9		51.3	
suma	885		51.3			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63.- Sondeo 2 muestra 2: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	976		Humedad	
	Ps seco lavado	B	698.0		Tara Nº	Z-2
	Pasa 200 lavado	C= A-B	186.6		Peso húmedo	598
	Pasa 200 cribado	D	1.0		Peso seco	542
	Total pasa 200	E= C+D	187.6		% Humedad	10.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64.- Sondeo 3 muestra 1: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	0	0.0	0.0	100.0
1 1/2	587	9.9	9.9	90.1
1	402	6.8	16.7	83.3
3/4	275	4.7	21.4	78.6
1/2	451	7.6	29.0	71.0
3/8	279	4.7	33.7	66.3
4	718	12.1	45.9	54.1
Pasa 4	3199	54.1	100.0	
Suma	5911	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65.- Sondeo 3 muestra 1: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	234	731	14.7		14.7	39.4
40	318		20.0		34.8	19.3
200	179		11.3		46.1	8.1
Pasa 200	128.0		8.1		54.1	
suma	859		54.1			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 66.- Sondeo 3 muestra 1: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	998		Humedad	
	Ps seco lavado	B	732.0		Tara Nº	Z-7
	Pasa 200 lavado	C= A-B	127.0		Peso húmedo	632
	Pasa 200 cribado	D	1.0		Peso seco	544
	Total pasa 200	E= C+D	128.0		% Humedad	16.2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67.- Sondeo 3 muestra 2: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	402	6.0	6.0	94.0
1 1/2	256	3.8	9.8	90.2
1	497	7.4	17.2	82.8
3/4	223	3.3	20.6	79.4
1/2	701	10.5	31.0	69.0
3/8	376	5.6	36.6	63.4
4	854	12.7	49.4	50.6
Pasa 4	3396	50.6	100.0	
Suma	6705	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68.- Sondeo 3 muestra 2: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	238	738	13.1		13.1	37.6
40	343		18.8		31.9	18.7
200	157		8.6		40.5	10.1
Pasa 200	184.0		10.1		50.6	
suma	922		50.6			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69.- Sondeo 3 muestra 2: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	1004		Humedad	
	Ps seco lavado	B	739.0		Tara Nº	G-6
	Pasa 200 lavado	C= A-B	183.0		Peso húmedo	784
	Pasa 200 cribado	D	1.0		Peso seco	720
	Total pasa 200	E= C+D	184.0		% Humedad	8.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 70.- Sondeo 4 muestra 1: análisis granulométrico del material retenido en la malla #4

Análisis granulométrico del material retenido en la malla #4				
Malla	Peso ret. Parcial gr	% retenido Parcial	% Retenido	% que pasa Malla
3"	0	0.0	0.0	100.0
21/2"	0	0.0	0.0	100.0
2	199	2.5	2.5	97.5
1 1/2	352	4.5	7.0	93.0
1	497	6.3	13.3	86.7
3/4	333	4.2	17.5	82.5
1/2	687	8.7	26.3	73.7
3/8	404	5.1	31.4	68.6
4	1009	12.8	44.2	55.8
Pasa 4	4397	55.8	100.0	
Suma	7878	100.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71.- Sondeo 4 muestra 1: análisis granulométrico del material que pasa la malla #4

Análisis granulométrico del material que pasa malla #4 (Lavado)						
Malla	Peso retenido parcial		% retenido parcial		% retenido	% que pasa
	(A) gr	(B) gr	(A) gr	(B) gr	Acumulativo	Malla
10	174	615	12.5		12.5	43.3
40	279		20.0		32.5	23.3
200	162		11.6		44.2	11.6
Pasa 200	161.8		11.6		55.8	
suma	777		55.8			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72.- Sondeo 4 muestra 1: material que para por la malla N.º 200: porcentaje de humedad

Ensayo 1	Ps seco sucio	A	921		Humedad	
	Ps seco lavado	B	616.0		Tara Nº	F-6
	Pasa 200 lavado	C= A-B	160.8		Peso húmedo	856
	Pasa 200 cribado	D	1.0		Peso seco	722
	Total pasa 200	E= C+D	161.8		% Humedad	18.6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73.- Especificaciones para el ensaye Proctor Modificado

CONCEPTO	METODO			
	A	B	C	D
Diámetro del molde (cm)	10.16	15.24	10.16	15.24
Volumen del molde (cm^3)	943.3	2124.0	943.3	2124.0
Peso del martillo o pisón (Kg)	4.54	4.54	4.54	4.54
Altura de caída del martillo (cm)	45.7	45.7	45.7	45.7
Numero de golpes del pisón por cada capa	25	56	25	56
Numero de capas de compactación	5	5	5	5
Energía de compactación (Kg-cm/cm^3)	16.49	16.42	16.49	16.42
Suelo por usarse Pasa por	100% tamiz No.4	100% tamiz 3/8"	El 20% retiene No.4	Pasa 100 tamiz ¾"

Fuente: Guía de laboratorio de mecánica de suelos I, UNI

Tabla 74.- Cálculo de la densidad seca máxima del material

Punto:	1	2	3	4	5
Cantidad de agua a agregar (ml)	35	105	245	315	385
Masa del Molde Mas Material Húmedo (gr)	5870	6040	6210	6100	6004
Masa del Material Húmedo (gr)	1660	1830	2000	1890	1794
Densidad Húmeda del Material (kg/m3)	1802.4	1987.0	2171.6	2052.1	1947.9
Densidad Seca del Material (Kg/m3)	1678.5	1814.2	1945.7	1810.7	1685.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 75.- Cálculo de la densidad seca y húmeda óptima del material

Masa de la muestra húmeda (gr)	320	345	298	357	297
Masa de la muestra seca (gr)	298	315	267	315	257
Masa del Agua (gr)	22	30	31	42	40
Humedad de la muestra (gr)	7.4	9.5	11.6	13.3	15.6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76.- Patrones de carga unitaria

PENETRACION			CARGA UNITARIA PATRON		
Milímetros (mm)	Centímetros (cm)	Pulgadas (pulg.)	Kilogramos/cm^2 (Kg/cm^2)	MPa	PSI
2.5	0.25	0.10	70.31	6.9	1,000
5.0	0.50	0.20	105.46	10.3	1,500
7.5	0.75	0.30	133.58	13.0	1,900
10.0	0.10	0.40	161.71	16.0	2,300
12.7	1.27	0.50	182.80	18.0	2,600

Fuente: Guía de laboratorio de mecánica de suelos I, UNI

Tabla 77.- Porcentaje de material grueso y fino

Fracción de la Muestra		Porcentaje
Grueso	3/4" - No. 4	45
Fino	Pasa No. 4	55

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78.- Datos para la determinación del C.B.R.

V Molde (cm3)	2141
Y Seca máxima del material (kg/m3)	1895
Humedad óptima del material (%)	11.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79.- Penetración de los especímenes después de 96 horas de saturación

Penetración		Espécimen 90% Comp.		Espécimen 95% Comp.		Espécimen 100% Comp.	
		Carga	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga
0.000 In	0.00 mm	0 lbf	0 N	0 lbf	0 N	0 lbf	0 N
0.025 In	0.64 mm	250 lbf	1113 N	313 lbf	1392 N	365 lbf	1624 N
0.050 In	1.27 mm	428 lbf	1902 N	521 lbf	2319 N	563 lbf	2505 N
0.075 In	1.91 mm	542 lbf	2412 N	657 lbf	2922 N	751 lbf	3340 N
0.100 In	2.54 mm	667 lbf	2969 N	793 lbf	3525 N	886 lbf	3943 N
0.150 In	3.81 mm	855 lbf	3804 N	991 lbf	4407 N	1095 lbf	4871 N
0.200 In	5.08 mm	980 lbf	4360 N	1178 lbf	5242 N	1335 lbf	5937 N
0.250 In	6.35 mm	1116 lbf	4963 N	1293 lbf	5752 N	1481 lbf	6587 N
0.300 In	7.62 mm	1251 lbf	5566 N	1449 lbf	6448 N	1658 lbf	7375 N

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80.- Esfuerzos a diferentes grados de compactación

Profundidad de Penetración	Esfuerzos a dif. grados de compactación		
	90%	95%	100%
0.000 In	0 psi	0 psi	0 psi
0.025 In	83 psi	104 psi	122 psi
0.050 In	143 psi	174 psi	188 psi
0.075 In	181 psi	219 psi	250 psi
0.100 In	222 psi	264 psi	295 psi
0.150 In	285 psi	330 psi	365 psi
0.200 In	327 psi	393 psi	445 psi
0.250 In	372 psi	431 psi	494 psi
0.300 In	417 psi	483 psi	553 psi

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81.- Corrección de los esfuerzos calculados por desplazamiento del origen

Profundidad de penetración	Esfuerzos a dif. grados de compactación		
	90%	95%	100%
0.000 In	0 psi	0 psi	0 psi
0.025 In	83 psi	104 psi	122 psi
0.050 In	143 psi	174 psi	188 psi
0.075 In	181 psi	219 psi	250 psi
0.100 In	222 psi	264 psi	295 psi
0.150 In	285 psi	330 psi	365 psi
0.200 In	327 psi	393 psi	445 psi
0.250 In	372 psi	431 psi	494 psi

Fuente: Elaboración propia

Tabla 82.- Determinación del valor soporte de California C.B.R. a 0.1" y 0.2" de penetración

Valores determinados para especímenes moldeados			
Condición de Muestra		Valor de C.B.R.	
Compactación	Y Seca	0.1	0.2
90.78	1589	22	22
95.45	1670	26	26
99.90	1748	30	30
Valores determinados para especímenes moldeados			
Condición de Muestra		Valor de C.B.R.	
Compactación	Y Seca	0.1	0.2
90	1575	22	22
95	1663	26	26
100	1750	30	30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 83.- Clasificación de suelos según la norma AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
Clasificación de grupo	A-1		A-3[A]	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)	50 máx.	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 40 (425µm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 200 (75µm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Límite líquido	...		...	B				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		N.P.	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.[B]
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

[A] La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2.

[B] El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.

Fuente: AASHTO 93

Tabla 84.- Especificaciones para los materiales de terraplenes y capa subrasante

No	Propiedad	Terraplenes	Subrasante	Metodología
1	% de malla No 200	40 % máx.	30 % máx.	AASHTO (T- 11)
2	Limite Liquido	40 % máx.	30 % máx.	AASHTO (T- 89)
3	Índice Plástico	15 % máx.	10 % máx.	AASHTO (T- 90)
4	CBR	10 % min.	20 % min.	AASHTO (T- 193)
5	Compactación	95 % mínimo del peso volumétrico seco máximo obtenido por medio de la prueba. Proctor modificado.		AASHTO (T- 191) Y/o (T-238) in situ
		AASHTO (T- 99)	AASHTO (T- 180)	

Fuente: Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes, Nic-2000

Tabla 85.- Especificación de los materiales para subbase

No	Propiedad	Especificación	Metodología de ensayo
1	Limite Liquido	25 % máx.	AASHTO (T-89)
2	Limite Plástico	6 % máx.	AASHTO (T-90)
3	Desgaste de los Ángeles	50 % máx.	AASHTO (T-96)
4	Intemperismo Acelerado	12 % máx.	AASHTO (T-104)
5	CBR	40 % min.	AASHTO (T-193)
6	Compactación	95 % min. del peso volumétrico seco máximo obtenido por medio de la prueba Proctor modificado (AASHTO T-180)	AASHTO (T-191) y/o T-238) in situ.

Fuente: Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes, Nic-2000

Tabla 86.- Especificación de materiales para base granular

No	Propiedad	Especificación	Metodología de ensayo
1	Limite Liquido	25 % máx.	AASHTO (T-89)
2	Limite Plástico	6 % máx.	AASHTO (T-90)
3	Desgaste de los Ángeles	50 % máx.	AASHTO (T-96)
4	Intemperismo Acelerado	12 % máx.	AASHTO (T-104)
5	CBR	80 % min.	AASHTO (T-193)
6	Compactación	95 % min. Del peso volumétrico seco máximo obtenido por medio de la prueba Proctor modificado (AASHTO T-180)	AASHTO (T-191) y/o T-238) in situ.

Fuente: Especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes, Nic-2000

Tabla 87.- Espesores mínimos sugeridos

Número de ESAL´s	Capas Asfálticas	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

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Tabla 88.- Elementos de diseño geométrico de las carreteras regionales

No.	DESCRIPCION	AUTOPISTAS REGIONALES	TRONCALES		COLECTORAS	
			Suburbanas	Rurales	Suburbanas	Rurales
1	TPDA, vehículos promedio diario	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500	3,000-500
2	VHD, vehículos por hora	>2,000	2,000-1,000	1,500-450	300-50	450-75
3	Factor de Hora Pico, FHP	0.92	0.92	0.95-0.91	0.92	0.85
4	Vehículo de Diseño	WB-20	WB-20	WB-20	WB-15	WB15
5	Tipo de Terreno	P O M	P O M	P O M	P O M	P O M
6	Velocidad de Diseño o Directriz, km/hora	110 90 70	90 80 70	80 70 60	70 60 50	70 60 50
7	Número de Carriles	4 a 8	2 a 4	2 a 4	2	2
8	Ancho de Carril, metros	3.6	3.6	3.6	3.3-3.6	3.3
9	Ancho de Hombros/Espaldones, metros	Int: 1.0 - 1.5 Ext:1.8 - 2.5	Int: 1.0 - 1.5 Ext. 1.8 - 2.5	Int: 0.5 - 1.0 Ext: 1.2 - 1.8	Ext: 1.2 - 1.5	Ext: 1.2 - 1.5
10	Tipo de Superficie de Rodamiento	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.-Grava
11	Dist.de Visibilidad de Parada, metros	110-245	110-170	85-140	65-110	65-110
12	Dist. de Visib. Adelantamiento, metros	480-670	480-600	410-540	350-480	350-480
13	Radio Mín. de Curva, Peralte 6%, metros	195-560	195-335	135-250	90-195	90-195
14	Maximo Grado de Curva	5º53´ - 2º03´	5º53´ - 3º25´	8º29´ - 4º35´	12º44´-5º53´	12º44´-5º53´
15	Pendiente Longitudinal Max, porcentaje	6	8	8	10	10
16	Sobreelevación, porcentaje	10	10	10	10	10
17	Pendiente Transversal de Calzada, %	1.5 - 3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	1.5-3
18	Pendiente de Hombros, porcentaje	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5
19	Ancho de Puentes entre bordillos, metros	Variable	Variable	Variable	7.8-8.7	7.8-8.1
20	Carga de Diseño de Puentes (AASHTO)	HS 20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44	HS20-44
21	Ancho de Derecho de vía, metros	80-90	40-50	40-50	20-30	20-30
22	Ancho de Mediana, metros	4-12	4-10	2-6	-	-
23	Nivel de Servicio, según el HCM	B-C	C-D	C-D	C-D	C-D
24	Tipo de Control de Acceso	Control Total	Control Parcial	Sin Control	Sin Control	Sin Control
25	CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	AR-TS	AR-TS-TR	TR-CR	TS-CS	TR-CR

Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales, SIECA

Tabla 89.- Tabla de coeficientes de uso, tipo de suelo y pendiente del terreno

Uso del suelo	Us
Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pastos	0.04
Malezas, arbustos, solar baldío, cultivos perennes, parques, cementerios, campos deportivos	0.06
Sin vegetación o con cultivos anuales	0.10
Zonas suburbanas (viviendas , negocios)	0.20
Casco urbano y zonas industriales	0.30 – 0.50
tipo de suelo	**Ts**
Permeable (terreno arenoso, ceniza volcánica, pómez)	1.00
Semipermeable (terreno arcilloso arenoso)	1.25
Impermeable (terreno arcilloso, limoso, marga)	1.50
Pendiente del terreno (%)	**Pt**
0.0 – 3.0	1.00
3.1 – 5.00	1.50
5.1 – 10.0	2.00
10.1 – 20.0	2.50
20.1 y mas	3.0
C = Us * Ts * Pt	

Fuente: Hidrología para ingenieros civiles, Lanza

Tabla 90.- Períodos de retorno

OBRA	PERIODO DE RETORNO (años)
Estructuras provisionales en zanja	5
Drenaje longitudinal, cunetas, etc.	5 - 10
Estructuras semipermanentes	10
Terrazas de desagüe	10
Pequeñas estructuras permanentes	15 - 20
Terrazas de absorción, aliviaderos	20
Grandes estructuras permanentes	50 - 100

Fuente: Hidrología para ingenieros civiles, Lanza

Tabla 91.- Coeficientes de rugosidad para distintos materiales

(las cifras en **negrillas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
A-2. No metal			
a. Lucita	0.008	0.009	0.010
b. Vidrio	0.009	**0.010**	0.013
c. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	**0.013**	0.014
3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	**0.014**	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Chow

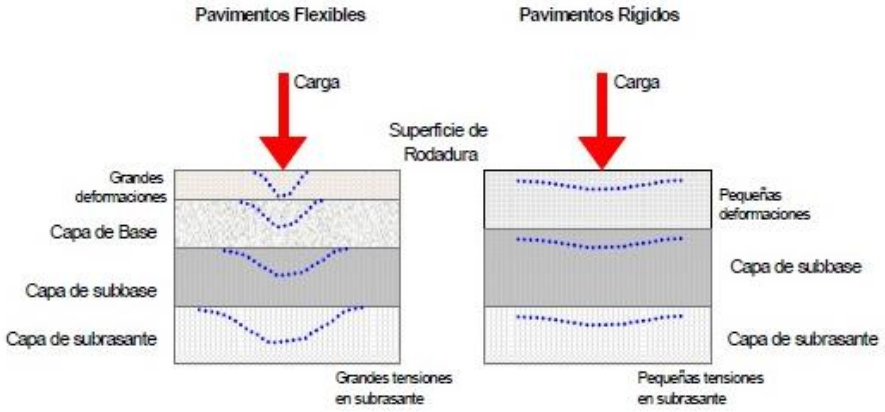
Tabla 92.- Velocidad máxima en canales abiertos según material

Material	US Bureau (m/s)	Ejchevarry (m/s)	Gomez (m/s)
1. Arena muy fina	0.75	0.30	0.40
2. Arena ligera	0.75	0.40	-
3. Grada limosa (Barro)	0.90	0.91	1.0
4. Arcilla Dura	1.06	1.14	-
5. Limo aluvial Coloidal	1.06	-	-
6. arcilla Esquistosa	1.82	1.52	-
7. Grava Fina	1.52	1.52	1.15
8. Grava Gruesa	1.82	1.82	1.20
9. Grava Sementada	-	2.44	2.4
10. Roca dura	-	4.57	4.0
11. Concreto Hormigón	-	6.10	4.5

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Chow

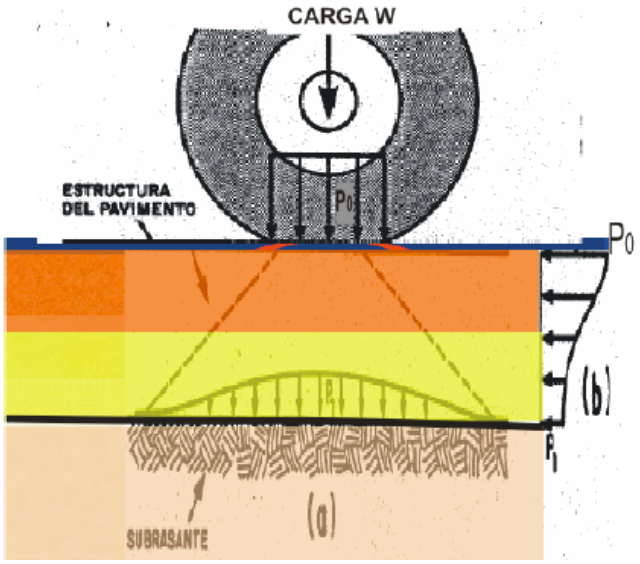
ANEXO B: FIGURAS

Figura 3.- Esquema del comportamiento de pavimentos flexibles y rígidos



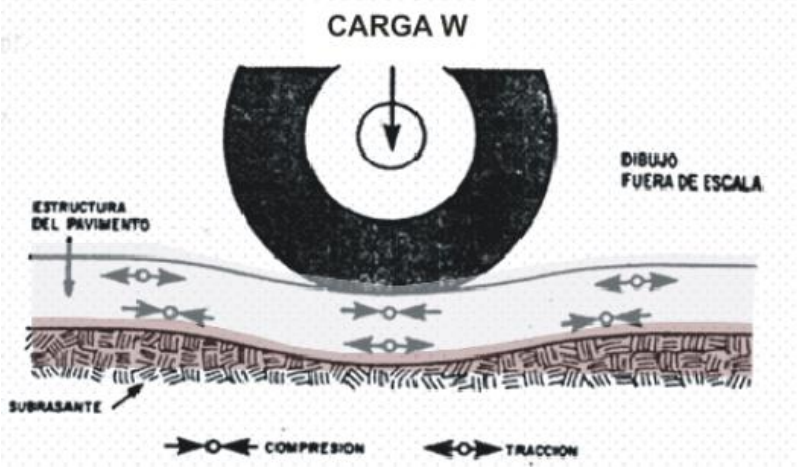
Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Figura 4.- Distribución de cargas a través de un pavimento flexible



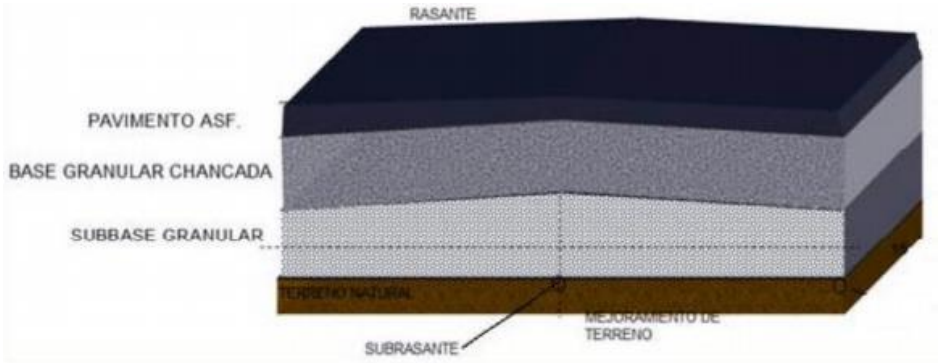
Fuente: Ingeniería de tránsito y de carreteras, Garbel y Hoel

Figura 5.- Esfuerzos de tracción y compresión sobre un pavimento flexible



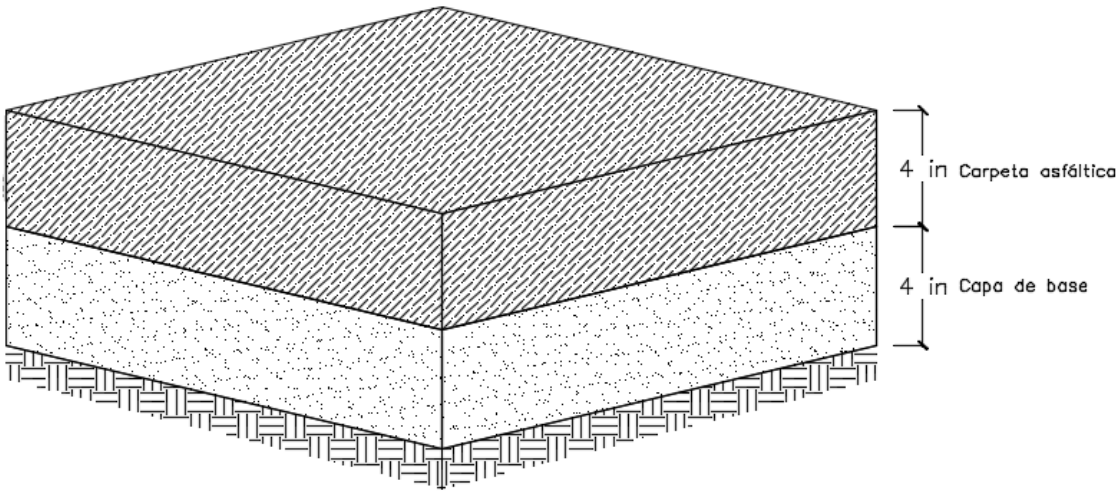
Fuente: Ingeniería de tránsito y de carreteras, Garbel y Hoel

Figura 6.- Estructura típica de un pavimento flexible



Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

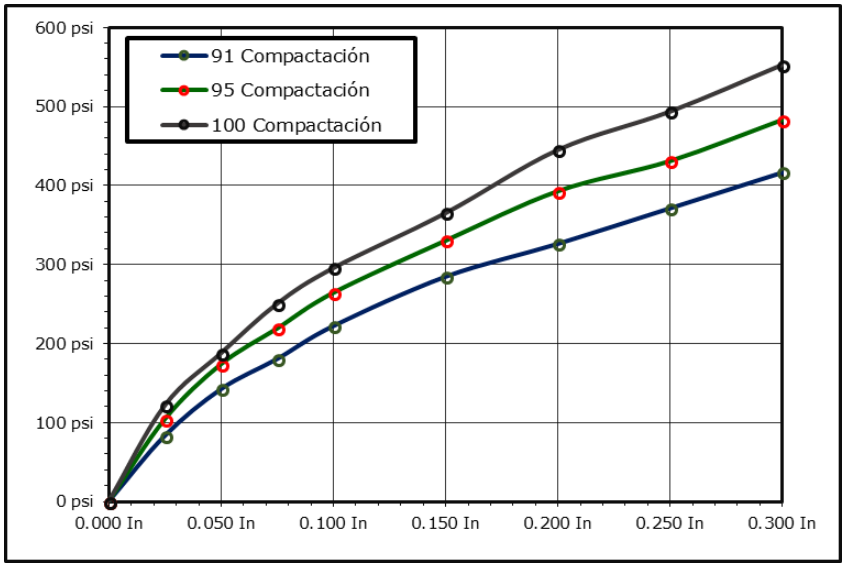
Figura 7. Espesores finales de la estructura de pavimento



Fuente: Elaboración propia

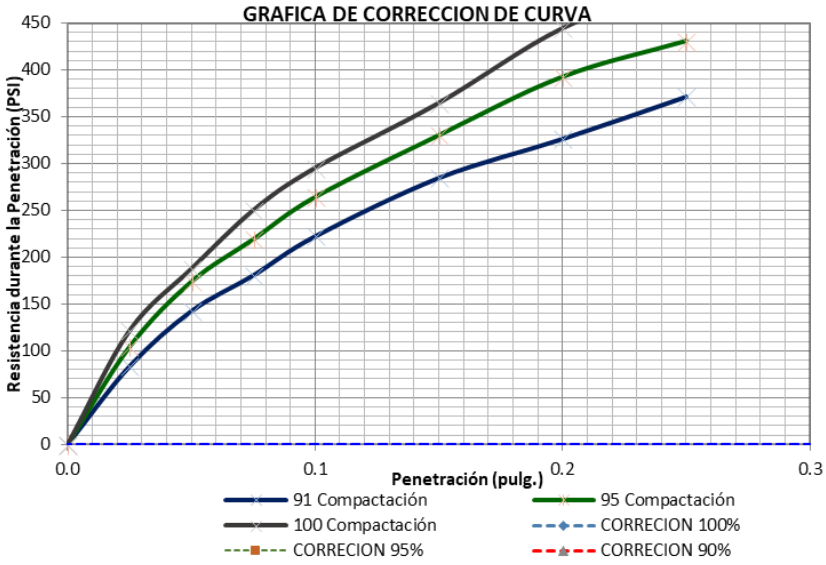
ANEXO C: GRÁFICAS

Gráfica 9.- Esfuerzos según grado de compactación



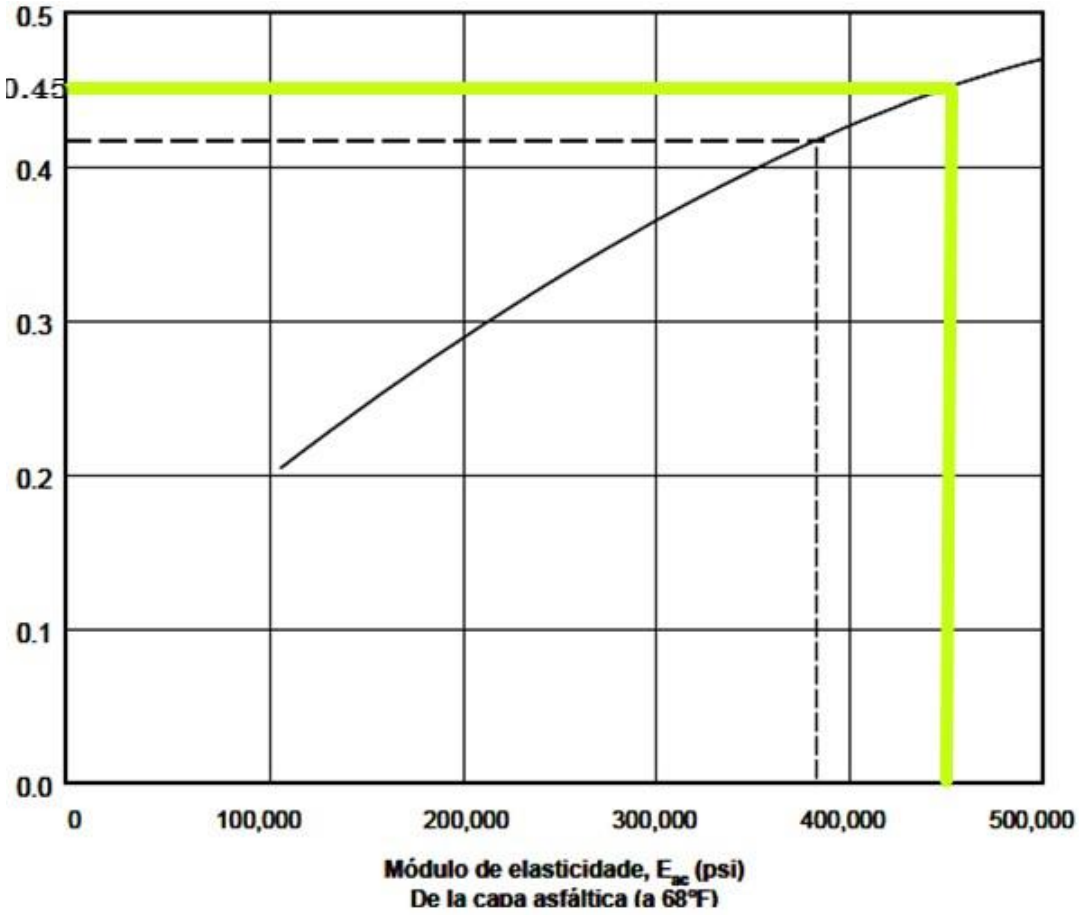
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 10.- Gráfica de corrección de curva



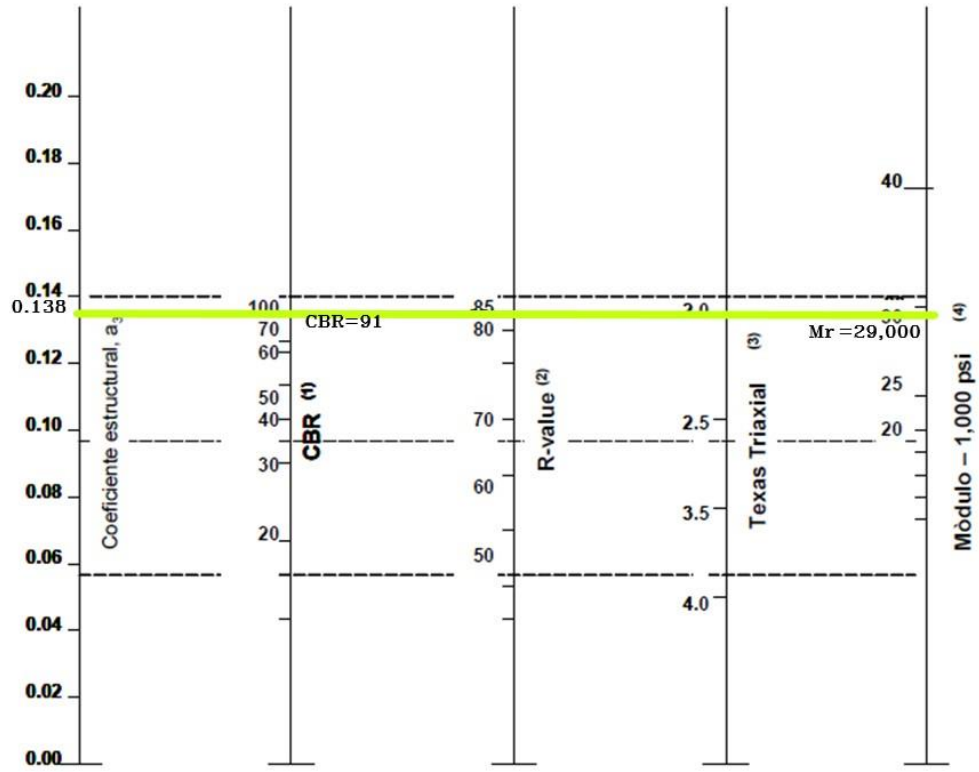
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 11.- Coeficiente estructural a1 a partir del módulo elástico del concreto asfáltico



Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

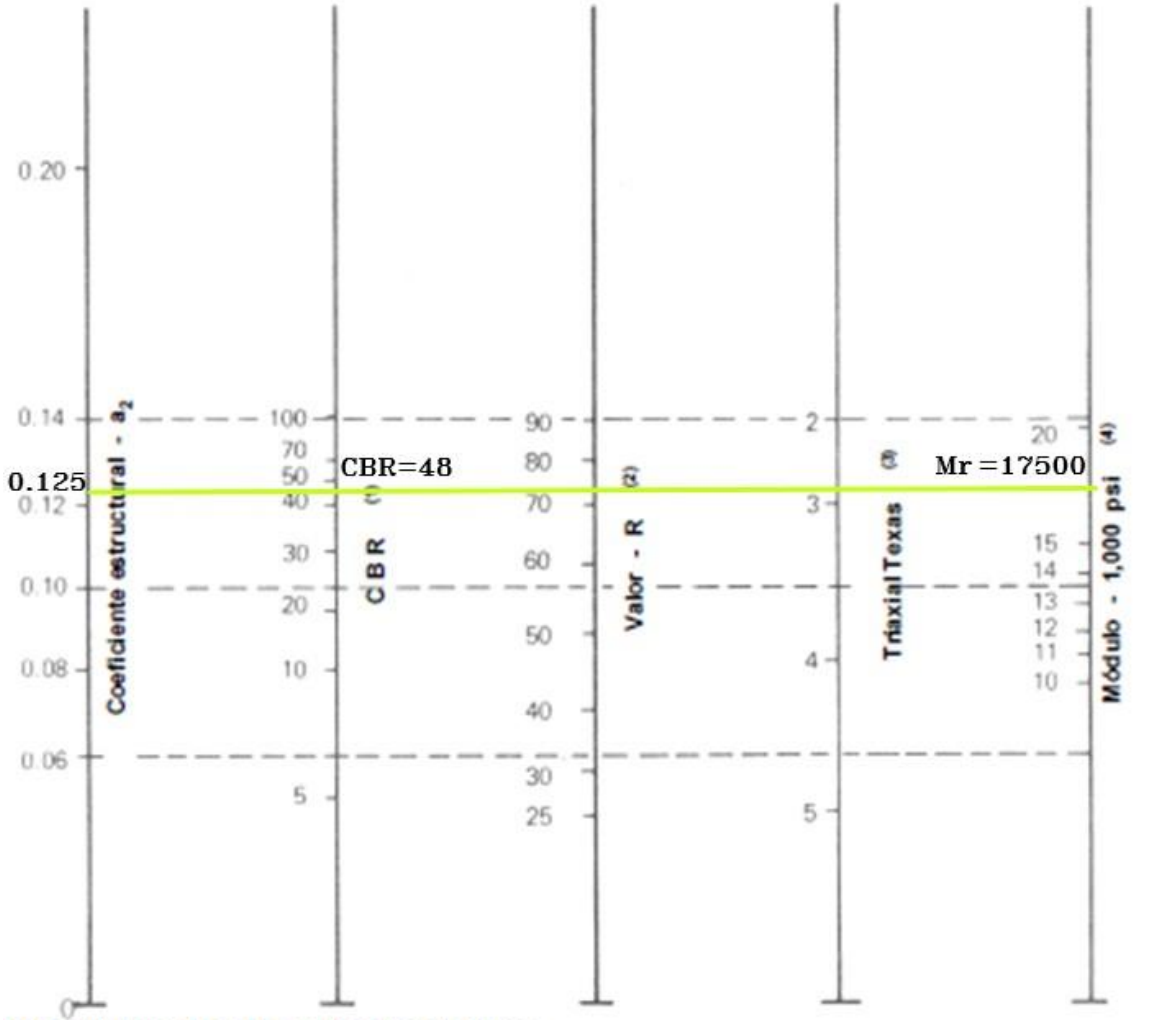
Gráfica 12.- Coeficiente estructural a2 para bases no tratadas



(1) La escala derivò haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de Illinois
(2) La escala derivò haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de California, New Mèxico y Wyoming
(3) La escala derivò haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de Texas
(4) La escala derivò en el proyecto NCHRP (3)

Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

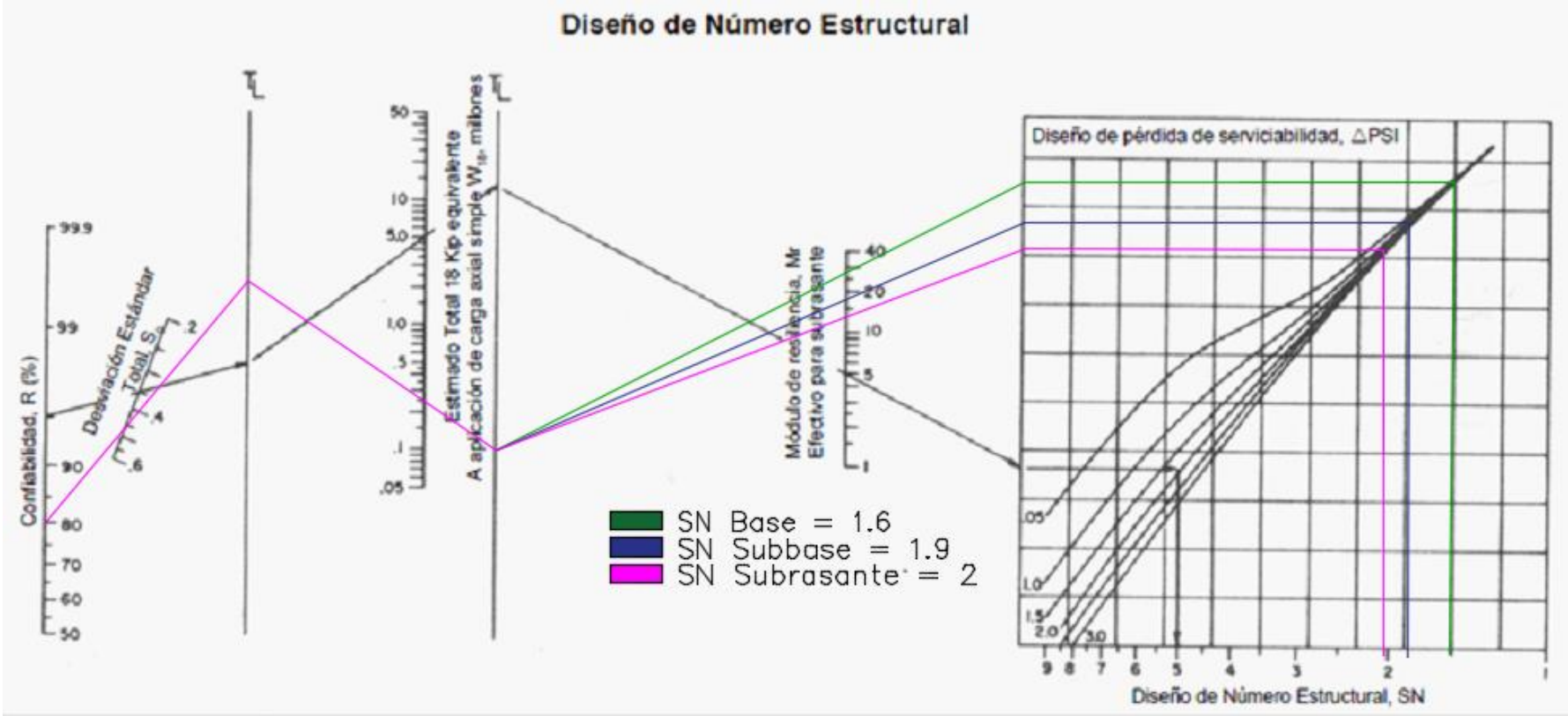
Gráfica 13.- Coeficiente estructural a3 para subbases no tratadas



(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)

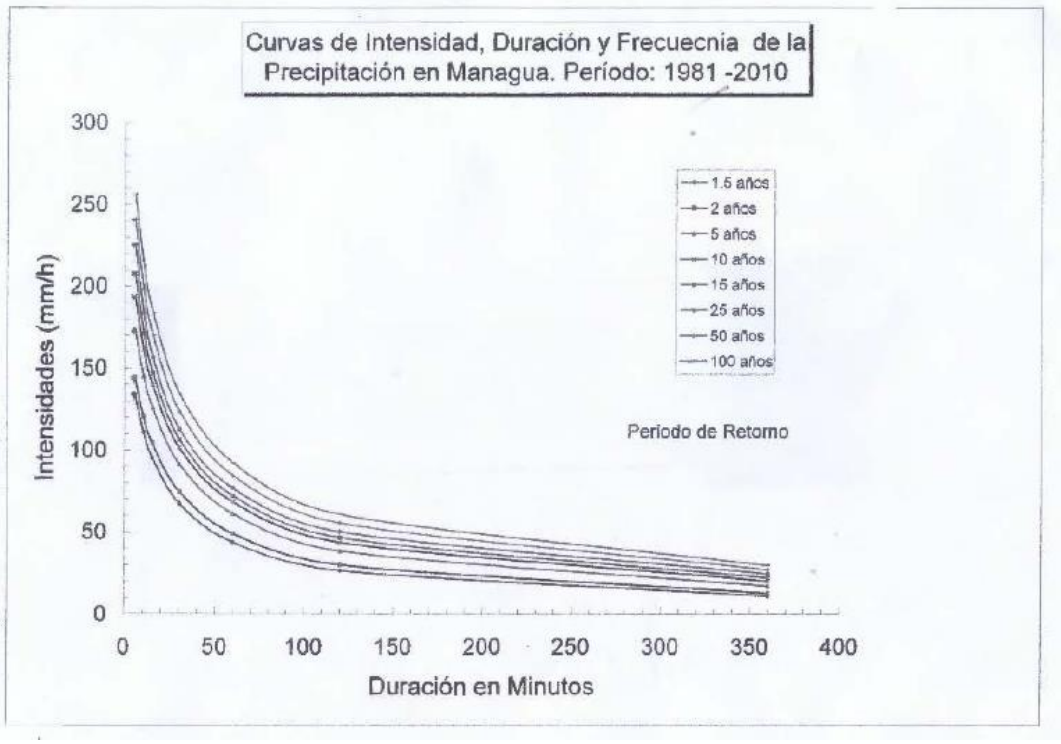
Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimento, SIECA

Gráfica 14.- Nomograma diseño de número estructural



Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos, SIECA

Gráfica 15.- Curvas de intensidad, duración y frecuencia de la estación meteorológica del Aeropuerto Augusto César Sandino en Managua.



Fuente: Análisis del sistema de drenaje pluvial de los distritos V, VI y VII en el área correspondiente al cauce 31 de diciembre (del puente sabana grande hacia el Sur hasta el límite del Distrito V con Ticuantepe), MULTICONSULT S.A/ INDES

ANEXO D: PLANOS