UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

"DISEÑO DE 500 METROS LINEALES DE PAVIMENTO Y CAUCE PARA DRENAJE PLUVIAL EN EL BARRIO SAN JOSÉ DEL MUNICIPIO DE LA TRINIDAD, DEPARTAMENTO DE ESTELÍ".

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Delia Norely Fuentes Leiva
Br. Julio César Somoza Medina

Tutor

Ing. Sergio Junior Navarro Hudiel

Managua, Enero 2017

DEDICATORIA

Estoy consciente de todo mi esfuerzo, empeño y suma dedicación derrochada para con la realización de este trabajo monográfico, pero también soy consciente de que recibí apoyo incondicional por parte de otras personas, motivo que me impulsa a dedicar el mismo, especialmente a:

Nuestro Dios, el dador de la vida y el principio de todo lo existencial, por brindarme salud, por edificar nuestras vidas con su presencia, dándome las fuerzas necesarias para prosperar en todo lo que emprendí, además agradezco a nuestro Señor, por dotarme de vasta sabiduría e inteligencia para culminar con éxito el presente escrito.

Mis queridos padres, joyas preciosas, por su cariño, comprensión y motivación a través de sus palabras de ánimos, que sin duda alguna, brotaron del fondo de su corazón y fueron mi baluarte para llegar hasta este punto.

Ing. Sergio Junior Navarro e Ing. Jimmy Sierra Mercado, de quienes puedo decir confiadamente son “excelentes maestros”; puesto que me han motivado en la realización de nuestro trabajo; además por su enseñanza, tolerancia y paciencia para con nosotros al aclarar nuestras dudas e inquietudes.

Br. Julio César Somoza Medina.

AGRADECIMIENTO

Los resultados satisfactorios que logramos obtener durante el proceso de nuestro trabajo monográfico, se lo agradezco a:

Nuestro Señor Jesucristo, el Todopoderoso, por estar con nosotros en aquellos momentos que necesitábamos fortalezas para culminar el presente escrito, además, por guiarme por el buen camino e iluminar nuestras mentes en todo instante.

Mis padres, por su amor sincero, por instarnos en todo momento a no desistir de mis metas como tales, por el apoyo económico que me brindaron, con el cual pude satisfacer diversas necesidades que se nos presentaron en el transcurso de este período de estudio.

Ing. Sergio Junior Navarro e Ing. Jimmy Sierra Mercado, por brindarnos su apoyo emocional, aconsejándonos de que somos capaces de emprender todo lo que nos propongamos, le agradezco grandemente por corregirnos, por regalarnos su linda confianza, amistad y comprensión.

Br. Julio César Somoza Medina.

RESUMEN DEL TEMA

En este trabajo monográfico se determinan todos los estudios técnicos necesarios para la realización del proyecto titulado: “Diseño de 500 metros lineales de pavimento y cauce para drenaje pluvial en el Barrio San José del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí”.

Este documento consta de seis capítulos donde se reflejan los resultados obtenidos al realizar dichos estudios:

El capítulo 1, Aspectos generales, aborda generalidades del barrio San José, municipio de La Trinidad que es donde estará ubicado el proyecto, además hace una explicación sobre la importancia de la construcción de los 500 metros lineales de adoquinado.

En el capítulo 2, Estudio de Suelo, se muestran los resultados de los ensayes realizados a las muestras extraídas a lo largo del tramo en estudio y del banco más próximo al sitio del proyecto.

En el capítulo 3, Estudio de Tránsito, se muestran las consideraciones que se tomaron en cuenta para la determinación de las tasas de proyección de los volúmenes futuros y obtener el tránsito de diseño.

El capítulo 4, Estudio Hidrológico, aborda los estudios hidrológicos e hidráulicos para el diseño de estructuras de obras de drenaje menores utilizando el método racional.

En el capítulo 5, Diseño de estructura de Pavimento, se presentan los resultados obtenidos del estudio de diseño de pavimento haciendo uso del método AASTHO 93, conocido por incorporar en su análisis tantas variables como sea posible.

En el capítulo 6, Costo y Presupuesto, se presenta la estimación de los costos y la inversión total del proyecto, especificando cada etapa de éste, además los planos de este.

ÍNDICE

CAPÍTULO I 1
ASPECTOS GENERALES 1
1.1. INTRODUCCIÓN 1
1.2. ANTECEDENTES 3
1.3. JUSTIFICACIÓN 4
1.4. OBJETIVOS 6
1.4.1. Objetivo General 6
1.4.2. Objetivo Específico 6
CAPÍTULO II 8
ESTUDIO DE SUELO 8
2.1. Introducción. 8
2.2 Trabajos De Campo 8
2.3 Resultados de los ensayes realizados 9
2.3.1 Análisis Granulométrico 9
2.3.2 Determinación de los límites de consistencia de los suelos. 11
2.3.3 Clasificación de los Suelos. 11
2.3.4 Ensaye de Próctor Estándar y Modificado. 13
2.3.5 Ensaye de CBR. 14
2.4 Módulo Resiliente de la Sub-Rasante (Mr) 17
CAPÍTULO III 19
ESTUDIO DE TRÁNSITO 19
3.1. INTRODUCCIÓN 19
3.2. Aforo Vehicular 19
3.3. Determinación del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) 20
3.4. Tasa de Crecimiento Vehicular (TC) 21
3.4.1. Historia de Tránsito 22
3.4.2. Producto Interno Bruto (PIB) 22
3.4.3. Crecimiento Poblacional 23
3.4.4. Selección de la Tasa de Crecimiento 23
3.5. Proyección de Tránsito 25
3.6. Factor de Crecimiento 25
3.7. Tránsito de Diseño 26
3.8. Factor Direccional 26
3.9. Factor Carril 27

3.10. Factor de Equivalencia (FESAL) 27
3.11. Ejes Equivalentes (ESAL o W18) 27
CAPÍTULO IV 30
ESTUDIO HIDROLÓGICO 30
4.1. Metodología 31
4.2. Generalidades 31
4.3. Métodos de Diseño 32
4.3.1. Estudio Hidrológico 32
4.4. Cálculo Hidrológico 35
4.4.1. Determinación de los parámetros de la cuenca 35
4.4.2. Cálculo del caudal de diseño para Canales 35
4.5. Diseño Hidráulico de las Estructuras 36
CAPÍTULO V 39
DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO 39
5.1. Carga de Ejes Simples Equivalentes 40
5.2. Confiabilidad 41
5.3. Desviación estándar (So) 43
5.4. Serviciabilidad 43
5.5. Coeficiente de drenaje 44
5.6. Calculo del CBR de diseño 45
5.7. Módulo de Resiliencia (MR) 45
5.8. Coeficientes Estructurales 46
CAPÍTULO VI 51
COSTO Y PRESUPUESTO 51
6.1. Estimación de Costo y de la Inversión total de la Obra 51
6.2. Costos Directos 51
6.3. Costos indirectos 52
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 58
BIBLIOGRAFÍA 60
ANEXOS

CAPÍTULO I
ASPECTOS GENERALES

CAPÍTULO I
ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

El Municipio de La Trinidad pertenece al departamento de Estelí y está ubicado a 124 km al norte de Managua sobre la carretera panamericana, en las coordenadas 12.58 de latitud norte y 86.14 longitud oeste, limita al norte con Estelí, al sur con San Isidro, al este con Jinotega y al oeste con El Sauce. (Ver Figura 1, Página I).

Las principales calles del Barrio San José del municipio de La Trinidad-Estelí actualmente se encuentran revestidas por material selecto. Éstas tienen el problema de que cada invierno las casas del sector son inundadas por las escorrentías que bajan del Cerro Oyanca que drenan por los barrios Raúl Tinoco y Reparto Francisco García, desembocando a estas calles; cabe señalar que durante el verano las aguas grises se mantienen estancadas debido al deterioro de las cunetas.

Las calles que tienen mayor problema en el invierno están ubicadas en el costado sur de la gasolinera Petronic terminando en el boulevard conocido como el Chorizo, con una longitud de 500 m, incluyendo dos calles transversales al tramo. (Ver Figura 4 y 5, Página II). En éstas las cunetas no tienen la capacidad de transportar el agua a la alcantarilla ubicada al inicio del tramo (transversal a la carretera panamericana).

La alcaldía por falta de fondos no ha realizado un diseño apropiado para la gestión de la construcción, por lo tanto en este trabajo monográfico se pretende realizar un diseño de estructura de pavimento con adoquines empleando el método AASHTO-93, y su respectivo drenaje como alternativa para la solución

del problema y así aportar a la municipalidad para que logre ser ejecutado, contribuyendo al desarrollo social y económico de la población.

Se hará el análisis del tránsito actual a fin de determinar y estimar la repetición de ejes equivalentes de carga para el diseño apropiado de la estructura de pavimento. Se harán ensayos de suelos con el objetivo de conocer las características físico-mecánicas de los materiales existentes y poder determinar las unidades típicas de CBR necesarias para hacer correlaciones con el módulo de resiliencia de los materiales. Además se realizará el estudio hidrológico de la sub-cuenca del sitio por el método racional para el diseño del canal para evacuar las aguas pluviales y grises.

El método propuesto para el diseño de pavimento es la AASHTO-93, el cual incorpora parámetros de diseño relacionados a la confiabilidad, módulos resilientes de materiales, coeficientes de drenaje, así como las repeticiones de ejes equivalentes generados por el tráfico vehicular. Para lograr la evaluación y diseño antes descrito, se emplearán métodos de campo para la aplicación de entrevistas y observación directa.

1.2. ANTECEDENTES

La alcaldía municipal de La Trinidad ha gestionado ante diferentes instituciones la elaboración de varios proyectos de mantenimiento de sus calles, como fue el caso del año 2010, se ejecutó un proyecto nombrado: “Adoquinado de calles y rotonda del hospital de La Trinidad-Estelí”, realizado por la empresa constructora Bruno A. Gómez H. Ingenieros Consultores, en este proyecto se hicieron estudios de suelo en diferentes puntos del tramo y se caracterizó las condiciones existentes del mismo, para diseñarla estructura de pavimento de 882.00 metros lineales y la construcción de un canal de mampostería con un ancho de 60cm por 70cm de alto (139.00 metros lineales) y de 60cm de ancho por 90cm de altura (67.00 metros lineales).

En el tramo a estudiar existen cunetas que fueron construidas después de la guerra (hace 30 años aproximadamente); también se hizo un revestimiento en el año 2000 y luego se realizó un corte de material en zonas donde había retención de agua, desde este año no se ha realizado ningún mejoramiento al tramo. (Meza, 2014).

Actualmente la vía se encuentra en malas condiciones, ya que el terreno es muy quebrado y no tiene definido el ancho de la calle, porque sólo existen cunetas al costado oeste de la calle, éstas se encuentran deterioradas y no tienen la capacidad hidráulica para transportar las aguas que pasan por ellas. (Ver Figura 3, Página II).

1.3. JUSTIFICACIÓN

El Barrio San José se encuentra ubicado en la parte suroeste del municipio y colinda al norte con el barrio San Antonio, al sur con los Repartos Francisco García y Raúl Tinoco, al este con el barrio Francisco Alvarado y al oeste con el cerro Oyanca. En esta zona están ubicadas las calles del proyecto tal como se muestran en, Figura 2, Página I.

El tramo propuesto es vulnerable a las inundaciones y se agudiza en cada periodo lluvioso, por la posición geográfica en que se encuentra, las condiciones urbanísticas no ha alcanzado los niveles requeridos para enfrentar las fuertes escorrentías de las aguas pluviales durante la época de invierno, así como las aguas servidas de uso doméstico depositadas por la población que generalmente son distribuidas en todas las calles, provocando malos olores por el estancamiento de las mismas (Figura 4 y 5, Página II).En vista de la situación antes descrita el gobierno municipal y la población preocupados por estos problemas han solicitado el mejoramiento de las calles, pero la alcaldía por falta de fondos no ha podido realizar los estudios necesarios para que se logre ejecutar este proyecto.

El estado actual del sitio es crítico ya que el deterioro que hay en las calles reduce el tráfico vehicular; los pobladores tienen grandes pérdidas económicas debido a las inundaciones, afectaciones de la salud por los malos olores que provoca el lodo que es arrastrado por el agua, por exceso de basura que se acumula y la proliferación de vectores, perjudicando así también al medioambiente y los pobladores tienden a emigrar a otro lugar debido al problema existente.

Para el cálculo de los espesores de pavimento articulado utilizaremos el método AASHTO-93, ya que es uno de los métodos más empleados e incorpora

variables de diseño. También se propondrá el diseño del canal que tenga la capacidad de soportar el caudal de diseño.

Al ejecutarse este proyecto se estará contribuyendo a crear las condiciones necesarias para garantizar la evacuación de las aguas, eliminar los encharcamientos y facilitar la circulación vehicular y peatonal, de igual forma embellecer y mejorar la higiene del barrio. Se beneficiará a una población de 1,101 habitantes de diferentes estratos sociales, económicos y culturales de manera directa e indirecta.

De no realizarse este diseño la alcaldía no contará con una propuesta directa para la gestión de fondos para su construcción, la cual promoverá un impacto socio-económico positivo en el área de influencia.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Diseñar la estructura de pavimento articulado y obras de drenaje de 500metros lineales de calle en el Barrio San José del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí.

1.4.2. Objetivo Específico

- Evaluar las propiedades físico-mecánicas de los suelos existentes en el sitio y materiales requeridos para el diseño de los espesores de pavimento.

- Realizar el estudio de tránsito para determinar las cargas de diseño que actuarán sobre la estructura de pavimento.

- Realizar el estudio hidrológico de la sub-cuenca del sitio para el diseño de la sección transversal del canal acorde a curvas IDF.

- Diseñar los espesores de pavimento que soportará las cargas de diseño considerando el uso de adoquín como estructura de rodamiento por el método AASHTO-93.

- Elaborar los planos finales del proyecto con una estimación de costos y presupuesto de la obra para su ejecución.

CAPÍTULO II

ESTUDIO DE SUELO

CAPÍTULO II
ESTUDIO DE SUELO

2.1. Introducción.

Para la realización del estudio de suelo se tomó en consideración los datos proporcionados por la Alcaldía Municipal de La Trinidad, ya que en proyectos ejecutados por la municipalidad se elaboró un estudio de suelo cercano al tramo en estudio, aproximadamente a 40 metros del sitio. A continuación se describe las etapas que se realizaron en dicho estudio.

2.2 Trabajos De Campo

Los trabajos de campo consistieron en la realización de sondeos manuales. Se efectuaron un total de 11 sondeos a lo largo de la línea de la calle (izquierda y derecha), con profundidad de 1.50 metros y distribuidas con distancia entre sondeos de 50 metros, obteniendo 41 muestras. La ubicación o estacionamiento de los sondeos a efectuados se muestra en la figura 12 y 13, Página VI y VII.

El muestreo de los sondeos de línea y bancos fue hecho con pasteadora (pelín doble), piocha, pala y barra, clasificando el material en el sitio, visualmente y al tacto, lo trasladaron al laboratorio, para su análisis y estudio de las propiedades físico-mecánicas del suelo y obtener un criterio de diseño que permita estimar los espesores a colocar en el pavimento.

Incluido a los sondeos manuales se realizó el análisis al banco de préstamo de material existente en la zona, ubicado en el kilómetro 122 sobre la carretera Panamericana Norte.

Todas las muestras obtenidas en los sondeos realizados y en el banco de préstamo de materiales, en conformidad a lo establecido en las Normas de la

ASTM y AASHTO, detallan los ensayes que se practicaron a los materiales empleados en la construcción de carreteras, los cuales son los siguientes:

Tabla 1: Tipos de ensayos para estudio de suelos.

Ensaye	Especificación ASTM	Especificación AASHTO
Granulometría	C-136 y C-117	T-27 y T-11
Límites de Atterberg	D- 4318	M-145
Ensaye Próctor modificado	D-698	T 180 y T-90
Ensaye CBR	D-1883	T 193-63

Fuente: Alcaldía Municipal La Trinidad

2.3 Resultados de los ensayes realizados

El procedimiento empleado para los ensayes realizados fue secar por 24 horas las muestras en hornos a temperatura de 105 °C a 115 °C, después de secadas, se procedió a realizar los siguientes ensayes:

2.3.1 Análisis Granulométrico

Para realizar el análisis granulométrico se empleó una serie de tamices de malla cuadrada y abertura decreciente normalizada por la ASTM, con el objetivo de conocer la graduación del suelo.

Una granulometría discontinua muestra un suelo mal graduado (material con partículas del mismo tamaño) y una granulometría continua muestra un suelo bien graduado (material con partículas de diferentes tamaños). Los resultados de este ensaye se pueden apreciar en la tabla 2.

Tabla 2: Resultados del Análisis Granulométrico

Sondeo Nº	Estación	Lado	Muestra Nº	Profundidad (cm)	Granulometría								
					1 ½"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
					38.1	25.4	19.1	12.7	9.5	4.75	2.00	0.425	0.075
S-1	0+000	Derecho	M-1	0 - 0.38	92	78	72	53	45	31	22	14	9
			M-2	0.38 - 0.67	100	95	92	83	81	62	55	49	45
			M-3	0.67 - 1.15	100	97	94	85	83	100	96	90	78
			M-4	1.15 – 1.50	90	78	73	67	61	49	36	25	20
S-2	0+050	Izquierdo	M-1	0 - 0.80	92	76	78	69	62	31	30	22	9
			M-2	0.80 – 1.50	100	93	82	78	76	62	53	47	43
S-3	0+100	Derecho	M-1	0 - 0.30	92	82	74	55	47	31	25	17	9
			M-2	0.30 - 0.90	100	93	90	81	79	62	51	45	41
			M-3	0.90 - 1.50	100	100	100	99	97	89	84	67	55
S-4	0+150	Izquierdo	M-1	0 - 0.34	100	86	76	67	60	49	41	33	27
			M-2	0.34 - 0.75	98	93	90	81	79	60	53	47	43
			M-3	0.75 - 1.31	100	95	91	83	80	63	55	49	45
			M-4	1.31 - 1.50	100	95	92	86	82	65	59	53	48
S-5	0+200	Derecho	M-1	0 - 0.30	92	63	58	49	42	31	23	15	9
			M-2	0.30 - 0.70	93	88	85	81	79	62	56	50	45
			M-3	0.70 – 1.10	96	91	88	86	85	79	68	62	57
			M-4	1.10 – 1.50	93	88	85	81	79	63	56	50	45
S-6	0+250	Izquierdo	M-1	0 – 0.25	76	62	58	49	42	31	23	15	9
			M-2	0.25 – 0.48	92	81	75	65	48	52	32	19	9
			M-3	0.48 – 0.73	93	88	85	81	79	62	56	50	45
			M-4	0.73 – 1.02	96	91	88	86	85	79	68	62	57
			M-5	1.02 – 1.15	100	86	82	80	73	36	28	20	7
			M-6	1.15 – 1.50	100	92	89	83	81	62	54	48	43
S-7	0+300	Derecho	M-1	0 – 0.36	76	63	58	49	42	31	23	15	9
			M-2	0.36 – 0.67	93	88	85	81	79	62	56	50	45
			M-3	0.67 – 1.10						100	96	90	78
			M-4	1.10 – 1.50			100	99	9	89	84	67	55
S-8	0+350	Izquierdo	M-1	0 – 0.17	78	61	60	45	42	31	25	15	9
			M-2	0.17 – 0.28									
			M-3	0.28 – 0.50									
			M-4	0.50 – 1.50				100	99	92	84	76	62
S-9	0+400	Derecho	M-1	0 – 0.25	76	63	58	49	42	31	23	15	9
			M-2	0.25 – 0.60	93	88	85	81	79	62	56	50	45
			M-3	0.60 – 1.50	96	91	88	86	85	79	68	62	57
S-10	0+450	Izquierdo	M-1	0 – 0.30	74	65	55	52	42	31	23	15	9
			M-2	0.30 – 0.70	90	85	80	84	76	65	56	52	48
			M-3	0.70 – 1.50	94	90	85	89	80	83	65	68	55
S-11	0+500	Derecho	M-1	0 – 0.25	70	68	50	53	44	35	23	15	11
			M-2	0.25 – 0.48	96	87	77	63	54	37	26	12	5
			M-3	0.48 – 0.73	95	87	83	82	73	60	54	52	42
			M-4	0.73 – 1.50	90	85	81	75	73	60	50	45	43

2.3.2 Determinación de los límites de consistencia de los suelos.

Se realizó la determinación de los límites de consistencia o de Atterberg, con el propósito de conocer las características que poseen los materiales finos no considerados en el análisis mecánico. Con la determinación de los límites de consistencia de los suelos se obtuvo el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, mostrado en la tabla 3.

.

2.3.3 Clasificación de los Suelos.

Basándose en los resultados de la granulometría de las muestras ensayadas y con los resultados de los límites de consistencias, los suelos en estudio se clasificaron por el sistema SUCS, según la ASTM, en su designación D 2487 y por el sistema AASHTO, en su designación M 145-87.

Los datos obtenidos de acuerdo a los resultados en el análisis de los suelos en los sondeos de línea son de dos tipos, uno de carácter granular que corresponde al tipos A-2-6 “grava y arena arcillosa o limosa” (según el sistema de clasificación de suelos por el método AASHTO), el cual es más frecuente en el sitio de estudio y otro tipo de material de carácter arcilloso que corresponde al tipo A-7-6, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3: Límites de Consistencia y Clasificación del Suelo

Sondeo Nº	Estación	Lado	Muestra Nº	Profundidad (cm)	Límites de Atterberg			Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS
					LL (%)	LP (%)	IP (%)		
S-1	0+000	Derecho	M-1	0 - 0.38	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.38 - 0.67	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-3	0.67 - 1.15	66	33	33	A-7-5 (29)	MH
			M-4	1.15 – 1.50	45	31	14	A-2-7 (0)	GW - GC

S-2	0+050	Izquierdo	M-1	0 - 0.80	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.80 – 1.50	47	31	16	A-7-5 (4)	MH
S-3	0+100	Derecho	M-1	0 - 0.30	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.30 - 0.90	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
			M-3	0.90 - 1.50	36	27	9	A-4 (4)	ML
S-4	0+150	Izquierdo	M-1	0 - 0.34	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.34 - 0.75	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-3	0.75 - 1.31	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
			M-4	1.31 - 1.50	47	31	16	A-7-5 (4)	MH
S-5	0+200	Derecho	M-1	0 - 0.30	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.30 - 0.70	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-3	0.70 – 1.10	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
			M-4	1.10 – 1.50	47	31	16	A-7-5 (4)	MH
S-6	0+250	Izquierdo	M-1	0 – 0.25	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.25 – 0.48	45	31	14	A-2-7 (0)	GW - GM
			M-3	0.48 – 0.73	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-4	0.73 – 1.02	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
			M-5	1.02 – 1.15	37	8	45	A-2-6 (0)	KM
			M-6	1.15 – 1.50	37	31	16	A-7-5 (4)	MH
S-7	0+300	Derecho	M-1	0 – 0.36	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.36 – 0.67	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-3	0.67 – 1.10	61	40	21	A-7-5 (14)	MH
			M-4	1.10 – 1.50				A-6 (2)	SC
S-8	0+350	Izquierdo	M-1	0 – 0.17	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.17 – 0.28					
			M-3	0.28 – 0.50					
			M-4	0.50 – 1.50	61	40	21	A-7-5 (14)	MH
S-9	0+400	Derecho	M-1	0 – 0.25	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.25 – 0.60	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-3	0.60 – 1.50	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
S-10	0+450	Izquierdo	M-1	0 – 0.30	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.30 – 0.70	47	31	16	A-7-5 (4)	GM

			M-3	0.70 – 1.50	61	40	21	A-7-5 (11)	MH
S-11	0+500	Derecho	M-1	0 – 0.25	37	22	15	A-2-6 (0)	GP - GC
			M-2	0.25 – 0.48	45	31	14	A-2-7 (0)	GW - GM
			M-3	0.48 – 0.73	47	31	16	A-7-5 (4)	GM
			M-4	0.73 – 1.50	47	31	16	A-7-5 (4)	GM

Fuente: Alcaldía Municipal La Trinidad

La clasificación de las muestras se ven representadas en el perfil estratigráfico mostrado en la figura 13, Página VI y VII.

2.3.4 Ensaye de Próctor Estándar y Modificado.

La determinación de la compactación de los suelos es usada para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante y así poder mejorar su compresibilidad y permeabilidad. La compactación en los suelos produce una disminución de sus volúmenes de vacío, reemplazándolos por el agua adherida, por ello el suelo se encuentra parcialmente saturado.

La diferencia de este ensaye con el próctor estándar radica únicamente en la energía de compactación empleada, del orden de 4.5 veces superior al estándar, esto se debe a la necesidad de emplear maquinarias de compactación más pesadas dado el aumento de la carga por eje experimentado por los vehículos.[1]

Se realizó el ensaye de próctor modificado para el banco de préstamo y para el suelo A-2-6, en cambio para el suelo A-7-6 se determinó por el método próctor estándar. Se realizaron 4 determinaciones con diferentes grados de humedad y posteriormente realizar las gráficas humedad-densidad seca, para encontrar la humedad óptima y densidad máxima para cada tipo de suelo (Ver figura 6,7 y 8, Página III y IV), obteniendo los siguientes resultados:

[1] (AASHTO , 93)

Tabla 4: Resultados del ensaye Próctor

Tipo de Suelo	Humedad Óptima (%)	Densidad Máxima (Kg/m³)
A-2-6	8.4	1,915
A-7-6	29	1,390
Banco	8.33	2,076

Fuente: Alcaldía Municipal La Trinidad

2.3.5 Ensaye de CBR.

Para la realización del ensaye CBR, acorde a la especificación mostrada en la tabla 4.1, se ejecutaron tres pruebas para cada uno de los suelos con grado de compactación de 90, 95 y 100% utilizando los datos obtenidos en la tabla 2.4. Se saturó por un tiempo de cuatro días (96 horas), posteriormente se colocó en la máquina CBR para obtener lecturas en el deformímetro de carga y de penetración, con el objetivo de evaluar la calidad relativa del suelo para la sub-rasante, sub-base y base del pavimento.

Los valores de CBR, al 95% de compactación, reflejan los siguientes valores, en el caso del (A-2-6) el CBR es 24%, en cambio con el (A-7-6) el CBR es 1.38%, como se muestra en la figura 9 y 10, Página IV y V.

2.3.5.1 Cálculo de CBR para la sub-rasante.

Según el criterio para la determinación del CBR de diseño de la sub-rasante, el numero recomendable de pruebas oscila entre seis (6) y ocho (8) y sus resultado deben procesarse por medios estadísticos que permitan la selección de un valor correcto de resistencia de diseño para cada unidad o suelo predominante de cada una de ellas.

El criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o menor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera circule sobre el pavimento, como se muestra en la tabla 2.5.[2]

Tabla 5: Límites para la selección de la resistencia (CBR)

Nº de ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para encontrar la resistencia
<10^4	60%
10^4-10^6	75%
>10^6	87.5%

Fuente: Ingeniería de pavimento para carreteras, Alfonso Fonseca Montejo.

Para este estudio en particular el valor ESAL de 99,905 por tanto el valor percentil a utilizar corresponde a 75%.

Los tipos de suelos predominantes obtenidos al definir un corte de la subrasante a una profundidad de 40 cm son A-2-6 y A-7-6 en cada uno de los sondeos.

Se ordenan los valores CBR de menor a mayor y se determina el número y el porcentaje de valores iguales o mayores de cada uno:

Tabla 6: Valores de CBR ordenados.

CBR	Nº de Valores Iguales o Mayores	% de valores iguales o menores
1.38	9	9/9 * 100 = 100%
24	5	5/9 * 100 = 56%

Fuente: Ingeniería de pavimento para carreteras. Fonseca Montejo.

[2] (Fonseca, 2001)

Con los valores CBR y porcentaje de valores se dibuja un gráfico donde se determina el CBR de diseño para sub-rasante, mostrado en la figura 11, Página V.

Al trazar tangente sobre el valor percentil de 75 % obtenemos el CBR de diseño para la sub-rasante igual a 14.1%. De acuerdo a estos resultados, en nuestro proyecto se utilizará para la sub-rasante el CBR de diseño de 14.1 %. Se asume que este porcentaje se establece como una muestra representativa de los valores de CBR encontrados en los sondeos de línea.

2.3.5.2 Resultados de ensayes realizados al Banco de Materiales.

De acuerdo al Sistema de Clasificación AASHTO el Banco de Materiales corresponde al suelo de grava y arena arcillosa o limosa (A-2-6) con índice de grupo 0, tal como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7: Resultado del banco de materiales.

Densidad Máxima (Kg/m³)	Humedad Óptima (%)	CBR (%)	Porcentaje que pasa por el Tamiz									L .L (%)	L .P (%)	I.P (%)	Clasificación	
			1 ½"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200				AASHTO	SUCS
2,076	8.33	80.1	68	56	48	38	33	23	15	9	6	32	20	12	A-2-6	SP-SC

Fuente: Alcaldía Municipal La Trinidad

Los ensayes de CBR para el banco de materiales con suelo (A-2-6) al 95% es de 80.1% (Ver figura 12, Página VI), el cual cumple las condiciones establecidas según las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC–2000) mostrada en la tabla 2.8.

Tabla 8: CBR Mínimos para Base y Sub – base

Ensaye	Requisito que debe de cumplir el material	
	Base	Sub - base
CBR mínimo	80 %	40 %

Fuente: NIC 2000. Sección 1003.23.

2.4 Módulo Resiliente de la Sub-Rasante (Mr)

Para la caracterización de los materiales de sub-rasante en este método, es el módulo resiliente o elástico. Este módulo se determina con un equipo especial que no es de fácil adquisición y por tal motivo se han establecido correlaciones para determinarlo a partir de otros ensayos. Se ha encontrado una relación entre el módulo resiliente medido en el campo y el CBR de laboratorio para la misma densidad.

Para determinar el valor del módulo de resiliencia se hace uso de los valores del CBR, dichas consideraciones se presentan a continuación:

Tabla 9: Ecuaciones de Correlación CBR y MR.

Valores de C.B.R	Consideración
C.B.R. < 7.2 %	Mr=1500*CBR
7.2 % <C.B.R. < 20 %	$Mr=3000*CBR^{0.65}$
C.B.R. > 20 %	Mr=4326*Ln(CBR)+241

Fuente: Método AASHTO. Manual Centroamericano para diseño de pavimento.

El módulo de resiliencia para la subrasante considerando un valor de capacidad soporte (CBR) de diseño 14.1 % será de 16,754 PSI.

CAPÍTULO III
ESTUDIO DE TRÁNSITO

CAPÍTULO III
ESTUDIO DE TRÁNSITO

3.1. INTRODUCCIÓN

Los análisis de tránsito juegan un papel vital en la elaboración de diseño de estructuras de rodamiento, ya que al realizar un estudio de tránsito nos damos cuenta de la situación actual en la que se encuentra el camino que se pretende diseñar o rehabilitar, estos estudios expresan de forma cuantitativa y cualitativamente la condición actual del tramo.

Dependiendo de los resultados que exprese este estudio, se proyectarán los niveles de servicio que deberá ofrecer el tramo en análisis para su período de diseño.

Algunas consideraciones para la realización del estudio de tránsito fueron:

3.2. Aforo Vehicular

La importancia de los conteos vehiculares radica en conocer la cantidad de tránsito o bien de vehículos que pasan en un punto de carretera específico, en un tiempo determinado. De manera que se logre consolidar un diseño de la estructura de pavimento que resista favorablemente la acción rugosa del tránsito.

Para poder especificar la cantidad y composición vehicular actual y futura que circula por el punto en estudio, realizamos un conteo vehicular (diurno) de doce horas durante siete días, del lunes 8 al domingo 14 de junio del año 2015, ubicados en la estación 0+380 de la calle, Ver figura 14, Página VIII; el volumen promedio total del tráfico durante el período de conteo realizado se muestra en la figura 1, acorde al formato de publicaciones del MTI.

Figura 1: Aforo Vehicular Realizado.

ESTUDIO DE TRAFICO

CONTEOS VOLUMETRICOS DE TRÁFICO DE 12 HORAS

PROMEDIO DIURNO SEMANAL

ESTACIÓN: PETRONIC - BOULEVAR **FECHA**: Semana del 08 al 14 de junio

SENTIDO: AMBOS **CONTADOR:** NORELY , JULIO

Hora	Motos	Vehiculos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Camionetas	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s.	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 Ton.	C2 5+ Ton	C3	TxSx ≤4e	TxSx ≥5e	Cx-Rx≤4e	Cx-Rx≥5e	Veh. Agríc	Veh. Const.	Otros	
6:00am-7:00am	2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
7:00am-8:00am	4	2	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
8:00am-9:00am	4	4	0	5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
9:00am-10:00am	5	3	0	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
10:00am-11:00am	5	3	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
11:00am-12:00pm	5	4	0	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
12:00pm-1:00pm	4	5	0	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
1:00pm-2:00pm	5	4	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
2:00pm-3:00pm	3	3	0	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
3:00pm-4:00pm	4	5	0	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
4:00pm-5:00pm	7	7	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	19
5:00pm-6:00pm	8	7	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
$TPD_{i\,diurno}$	54	49	1	44	0	0	0	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	158

El Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) para fines de diseño se calcula a través de la ecuación:

$$TPDA = TD_{i(diurno)} * F_d * F_t \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

TD_i: Tráfico Diario

F_d: Factor día

F_t: Factor temporada

Apoyados en el anuario estadístico del MTI del año 2014, se emplearon los factores de expansión (F_d, F_t) de la estación 1903 perteneciente al tramo Teustepe – San José de los Remates por ser una de la más próxima al TPD obtenido mediante el conteo vehiculas, considerándose como representativa de las condiciones existentes en el mismo.

La tabla empleada para determinar los factores se refleja en la figura 15, Página VIII.

Para encontrar el TPDA Final se realizó la suma del TPDA (normal) y el Tráfico Generado (TG), al cual se le asignan tasas de incremento entre el 5 y el 25 % del tránsito normal, proponiendo el 5% debido al poco flujo vehicular.

El Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) correspondiente al tramo, estimado para el año 2014 fue de 209 vehículos por día, tal como se muestra en la figura 2.

Figura 2. Tráfico Promedio Diario Anual.

ESTUDIO DE TRAFICO

CONTEOS VOLUMETRICOS DE TRÁFICO DE 12 HORAS

PROMEDIO DIURNO SEMANAL

ESTACIÓN: PETRONIC - BOULEVAR **FECHA**: Semana del 08 al 14 de junio

SENTIDO: AMBOS **CONTADOR:** NORELY , JULIO

Hora	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Camionetas	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s.	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 Ton.	C2 5+ Ton	C3	TxSx ≤4e	TxSx ≥5e	Cx-Rx≤4e	Cx-Rx≥5e	Veh. Agríc	Veh. Const.	Otros	
$TPD_{i\ diurno}$	54	49	1	44	0	0	0	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	158
FACTOR DIA	1.26	1.49	1.31	1.32	1.27	1.18	1.28	1.25	1.24	1.07	1.00	1.48	1.00	1.00	1.00	1.00	1.41	21
FACTOR EXPANSIÓN	1.02	0.97	0.97	0.96	1.01	1.01	1.04	0.93	1.07	1.21	1.00	0.67	1.00	1.00	1.00	1.00	0.84	17
TPDA	70	71	2	56	1	0	0	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	209

Valor expresado en porcentaje que se utiliza para efectuar proyecciones de tránsito a mediano y largo plazo, a parir de datos estadísticos existentes y perspectivas de desarrollo de la zona.

La ecuación utilizada según los anuarios estadísticos del MTI es la siguiente:

$$TC=\left[\left(\frac{TPDA_i}{TPDA_0}\right)^{1/n}\right]-1 \quad \text{Ec. 3.2}$$

Dónde:

TC= Tasa de Crecimiento

$TPDA_i$= Tráfico Promedio Diario Actual.

$TPDA_0$ = Tráfico Promedio Diario Actual del Año Base

n = Diferencia de años.

Para estimar la tasa de crecimiento y realizar las proyecciones de tránsito de la vía en estudio, se analizaron las siguientes variables el historial del tránsito en la zona según datos del MTI, el análisis de indicadores macroeconómicos de Nicaragua según el Banco Central de Nicaragua (BCN): Producto Interno Bruto (PIB) y Tasa de Crecimiento Poblacional (Tc) como se muestra en la figura 16, Página IX.

3.4.1. Historia de Tránsito

El proyecto en estudio, según los registros de la estación de control 1903 esta corresponde al tramo Teustepe – San José de los Remates del Anuario de Aforos de Trafico del MTI, correspondiente al año 2014 (Ver Tabla 10), ha tenido un volumen que varía de año en año, este comportamiento irregular del flujo vehicular se considera que ha sido principalmente, consecuencia de las condiciones físicas de la superficie de rodamiento a lo largo de todo el tramo.

Tabla 10. Historial de Transito Estacional de Control 1903.

Año	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
TPDA	98	92	86	80	127	174	221	198	175	354	208

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico MTI 2014.

3.4.2. Producto Interno Bruto (PIB)

El PIB es el valor a precios de mercado de la producción corriente de bienes y servicios finales dentro del territorio nacional durante un periodo de tiempo es decir, que se utiliza como un indicador de riqueza generada por un país, durante un año, un trimestre u otra medida de tiempo. Sin embargo no mide la riqueza total con que este cuenta.

El crecimiento del PIB presentado en los últimos años, se debe en gran medida a la dependencia que el país tiene hacia el petróleo y sus derivados; cuyos precios han estado variando constantemente lo cual causa un impacto directo en la economía del país, en la tabla 11 se pueden observar estos datos.

Tabla 11: Producto Interno Bruto.

PIB (en millones US$)											
Año	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
PIB (US$)	4,464.70	4,872.00	6,786.30	7,446.60	8,491.40	8,380.70	8,741.30	9,755.60	10,460.90	10,850.70	11,240.50

Fuente: Banco Central de Nicaragua**.**

3.4.3. Crecimiento Poblacional

El crecimiento poblacional es la tercera variable a analizar, en el que se puede mostrar que a nivel nacional ha tenido un crecimiento relevante que corresponde al periodo 2004-2014, presentada por el Banco Central de Nicaragua (BCN), tal como se muestra en la tabla 12.

Tabla 12. Crecimiento Poblacional

Población (miles de habitantes)	
Año	**Población**
2004	5,380.5
2005	5,450.4
2006	5,522.6
2007	5,595.5
2008	5,778.8
2009	5,850.5
2010	5,923.1
2011	5,996.6
2012	6,071.0
2013	6,134.3
2014	6,197.6

Fuente: Banco Central de Nicaragua**.**

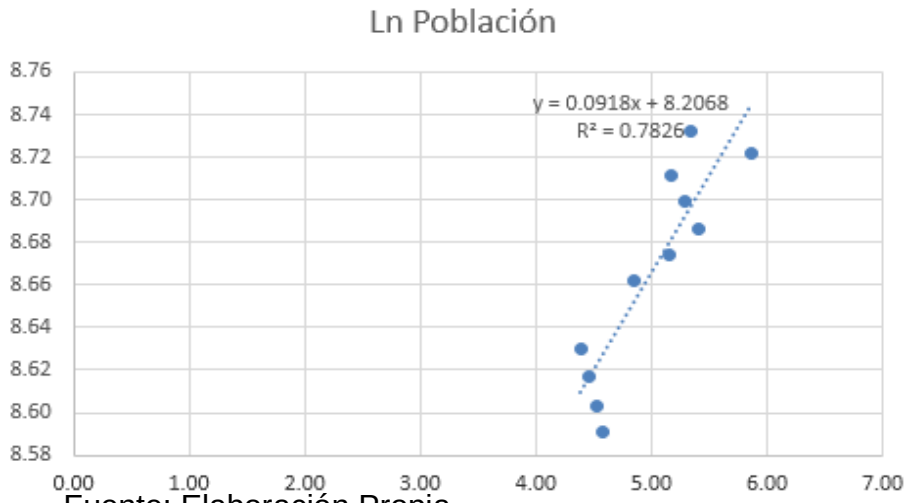
3.4.4. Selección de la Tasa de Crecimiento

Al aplicar la ecuación 3.2 resulta una tasa de crecimiento de **3.89%** para la estación 1903 ya que según el historial de transito el número de vehículos promedio diario ha presentado un aumento uniforme, en conforme a años anteriores.

Con el objetivo de determinar una tasa de crecimiento para los vehículos de pasajeros y de carga se determinaron las correlaciones entre PIB, Población y TPDA empleando el software Excel 2013.

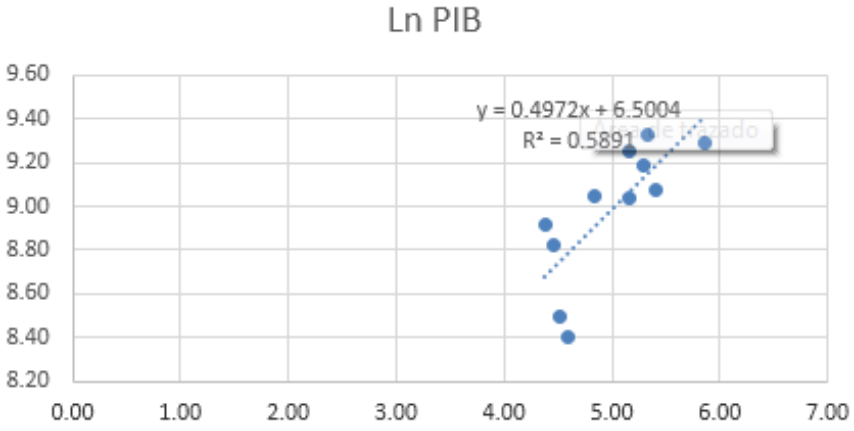
Las correlaciones establecidas se muestran en la Figura 3 y 4

Figura 3. Correlación entre TPDA y Población.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4. Correlación entre Ln TPDA y Ln PIB.



Fuente: Elaboración Propia.

Analizando los datos de las tazas de crecimiento para el TPDA, población y PIB se puede observar que los datos de correlación se aproximan más entre las tazas del TPDA y la población, por lo tanto nuestra tasa de crecimiento es de **3.89 %.**

3.5. Proyección de Tránsito

Para poder pronosticar el tránsito que circulará por el tramo durante su vida útil de servicio, es importante determinar cómo se comportará el tráfico futuro. Nuestro tramo de estudio fue considerado como Colectora urbano por el volumen del TPDA, con un período de diseño de 15 años conforme lo indicado en Tabla 13.

Tabla 13. Período de Diseño.

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 de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA, 2004.

3.6. Factor de Crecimiento

Está en función de la tasa anual de crecimiento y el período de diseño de la estructura de pavimento, mostrándonos la medida de cómo aumentará el flujo vehicular conforme al tiempo.

La expresión que permite calcular el factor de crecimiento es:

$$FC = \frac{(1+T_c)^n - 1}{T_c} \qquad \text{Ec. 3.3}$$

Dónde:

FC= Factor de Crecimiento.

Tc= Tasa de Crecimiento considerada.

n= Período de Diseño considerado.

Tabla 14. Factores de Crecimiento.

Clasificación Vehicular	Factor de Crecimiento (FC)
Vehículos de Pasajeros	18.52
Vehículos Livianos	18.85
Vehículos Pesados	18.26

Fuente: Propia

3.7. Tránsito de Diseño

Es de mucha importancia determinar la cantidad de vehículos que circularán en toda la vida útil del diseño de esta vía de donde podemos obtener un valor acumulado mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$TD=TPDA*FC*f_s*f_c*365 \qquad \text{Ec.3.4}$$

Dónde:

TPDA: Tránsito Promedio Diario Anual Calculado

FC: Factor de Crecimiento.

fs: Factor de Distribución por Sentido.

f_c: Factor por Distribución por Carril.

3.8. Factor Direccional

Está relacionado al sentido del flujo vehicular, en la mayoría de los casos este valor es de 0.5, ya que la mitad de los vehículos van en una dirección y la otra mitad en la otra dirección; el cual es el caso de nuestro tramo en estudio. La tabla propuesta por la AASTHO se muestra en la tabla 1, página X.

3.9. Factor Carril

Es preciso tener en cuenta que para efectos de dimensiones de un pavimento importa el número mayor de ESAL que pasa sobre un carril, al cual se le denomina carril de diseño. Los valores para el factor carril son: 1.0 para análisis de un carril por dirección, que es el caso de nuestro tramo en análisis, y 0.80 – 1.0 para análisis de dos carriles, (Ver tabla 2, página X).

3.10. Factor de Equivalencia (FESAL)

Se obtiene de las tablas de la AASHTO 93 para ejes sencillos, dobles y triples. Conociendo la serviciabilidad final y el número estructural asumido (SN).
Se utilizó una serviciabilidad final de Pt = 2 para ejes sencillos, asumiendo un número estructural SN = 5. Ver anexo XV, página X.

3.11. Ejes Equivalentes (ESAL o W18)

Se obtiene conociendo el tránsito de diseño (TD) y los factores de equivalencia (FESAL). Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$ESAL = TD*FESAL \qquad \text{Ec. 3.5}$$

Los Ejes Equivalentes o ESAL considerando los parámetros antes descritos se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15. Cálculo de ejes equivalente de 18 Kips en carga de ejes simples.

Tabla 3.9: Calculo ESAL´S del carril de diseño								
Asumimos un número estructural (SN=5), Pt=2.0								
Tipo de vehículos	**Peso X eje(Ton.met)**	**Peso X eje (Kips)**	**Tipo de eje**	**TPDA 2015**	**TD**	**TD corregido**	**Factor ESAL**	**ESAL de diseño**
Autos	1.00	2.20	Simple	71.00	257,335.95	257,336.00	0.00038	98
	1.00	2.20	Simple				0.00038	98
Jeep	1.00	2.20	Simple	2.00	7,248.90	7,249.00	0.00038	3
	1.00	2.20	Simple				0.00038	3
Camionetas	1.00	2.20	Simple	56.00	202,969.20	202,970.00	0.00038	78
	2.00	4.40	Simple				0.0034	691
McBus<15 pas	2.00	4.40	Simple	1.00	3,624.45	3,625.00	0.0034	13
	4.00	8.80	Simple				0.0502	182
MnBus 15-30 pas	3.00	6.60	Simple	0.00	0.00	0.00	0.0156	0
	5.00	11.00	Simple				0.101	0
Bus	5.00	11.00	Simple	0.00	0.00	0.00	0.1265	0
	10.00	22.00	Simple				2.35	0
C2	5.00	11.00	Simple	7.00	25,371.15	25372.00	0.1265	3210
	10.00	22.00	Simple				2.35	59624
C2 5 +ton	5.00	11.00	Simple	4.00	14,497.80	14,498.00	0.1265	1834
	10.00	22.00	Simple				2.35	34071
C3	5.00	11.00	Simple	0.00	0.00	0.00	0.1265	0
	16.00	35.20	Doble				1.26	0
			Total ESAL´S de diseño(W18)					**99,905.00**

CAPÍTULO IV
ESTUDIO HIDROLÓGICO

CAPÍTULO IV
ESTUDIO HIDROLÓGICO

Uno de los aspectos más importantes en la localización y diseño de carreteras, tanto rurales como urbanas, es sin duda la necesidad de proveer un drenaje adecuado. Para un buen drenaje se requiere predecir lo más preciso posible la magnitud del caudal pico de diseño, que corresponde al nivel máximo de la superficie de agua durante un evento de lluvia.

En la construcción de vías, uno de los mayores problemas en el diseño y que puede afectar a la misma vía y al medio ambiente, es el de ignorar las necesidades de construir obras adecuadas de cruce de corrientes, o sub-dimensionarlas. Las deficiencias del diseño y construcción de este tipo de obras de drenaje se reflejan en el empantanamiento de grandes áreas, aguas arriba del cruce con la vía y disminución de la humedad aguas abajo.

Con el presente estudio se pretende analizar una alcantarilla de tubo de concreto, vados y cunetas existentes en el tramo, con el fin de verificar si su capacidad hidráulica es la necesaria para el caudal de aporte que actualmente reciben.

El estudio consta de dos partes, el análisis hidrológico y el análisis hidráulico; para el análisis hidrológico se obtuvo los datos de intensidades de lluvia de la estación de San Isidro para estimar el caudal correspondiente, para esto fue necesario obtener información sobre las características y parámetros de la cuenca donde se desea hacer estimaciones; como el área, pendiente, el tipo de suelo entre otros; con los caudales obtenidos se diseñan cada una de las estructuras para verificar su capacidad hidráulica, sino cumpliesen, se dimensionarán nuevas estructuras.

4.1. Metodología

Para alcanzar el objetivo propuesto se realizaron las siguientes actividades:

Se realizó una inspección de campo para observar las características topográficas del terreno, tipo de suelo y valorar las condiciones actuales de las estructuras de drenaje contenidas en el tramo en estudio.

Se procedió a delimitar la cuenca hidrográfica de la corriente. Una vez definidos los datos de la cuenca del proyecto, se procedió a realizar los cálculos hidrológicos e hidráulicos. Se tomaron los criterios de diseño de la Guía Hidráulica de canales abiertos (Ven te Chow).

4.2. Generalidades

Para alcanzar un diseño balanceado es necesaria una estrecha correlación entre el análisis hidrológico e hidráulico. Un drenaje adecuado es absolutamente esencial para la protección de la inversión realizada en una carretera, así como salvaguardar las vidas de sus usuarios. La solución de los problemas de drenaje deberá de ser considerada como parte integral del diseño de la carretera.

El drenaje de la carretera puede ser entendido como el proceso de controlar y remover el exceso de agua superficial y subterránea proveniente de la precipitación, encontrada dentro del área del derecho de vía y sus alrededores.

El estudio de las cuencas permite también mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos, gracias a que es posible medir la entrada, acumulación y salida de sus aguas, planificar y gestionar su aprovechamiento analíticamente.

4.3. Métodos de Diseño

El análisis de la estructura de drenaje se dividió en dos partes:

1. Estudio Hidrológico
2. Estudio Hidráulico

4.3.1. Estudio Hidrológico

Los estudios hidrológicos permiten determinar el caudal de diseño de la estructura, el cual está en correspondencia con el tamaño y característica de la cuenca, su cubierta de suelo y la tormenta de diseño. De acuerdo a la Guía Hidráulica de canales abiertos (Ven te Chow), el estudio hidrológico se ha dividido según el tamaño en: método para cuencas menores y cuencas medianas.

4.3.1.1. Cuencas menores a 300 Hectáreas, Método Racional

El método utilizado para determinar el caudal del diseño de una cuenca pequeña, es el método racional, presentado por Emil Kuichling en 1889 y mejorado posteriormente por otros.

Este método asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando todas las partes del área tributaria están contribuyendo con su escorrentía superficial durante un periodo de precipitación máxima.

Para lograr esto, la tormenta máxima debe prolongarse durante un periodo igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana hasta llegar al punto considerado o el tiempo de concentración (Tc).

El método racional está representado por la siguiente ecuación:

$$Q=0.2778*C*I*A \quad \text{Ec. 4.1}$$

Dónde:

Q: Caudal (m^3/s).

I: Intensidad de la lluvia (mm/hora).

A: Área de drenaje de la sub-cuenca (Km^2).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

4.3.1.2. Coeficiente de Escorrentía.

El coeficiente de escorrentía (C), transforma la lámina de agua en el caudal pico y su valor depende de elementos como el tipo de suelo, cubierta de suelo, pendiente del terreno y otros factores de menor incidencia. Estos valores se estiman por inspección directa en el campo y complementados por medio de mapas cartográficos. Los valores de los coeficientes se propone usar los valores presentados en Applied Hydrology, Ven Te Chow, David R Maidment y Larry W Mays e incorpora además de los elementos de cubierta vegetal y topografía, la probabilidad de la lluvia mostrados en la tabla 4.1, resultándonos un coeficiente de Escorrentía de C = 0.225.

Tabla 16: Coeficiente de Escorrentía

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 sub-urbanas (viviendas, negocios)	0.20
Casco urbano y zonas industriales.	0.30-0.50
Tipo de Suelo	**Ts**
Permeable (terreno arenoso, ceniza volcánica, pomez)	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 más	3.00
C = Us * Ts * Pt	

Fuente: Hidrología I y II, Ing. Rubén Villadas.

4.3.1.3. Determinación de Intensidad de Lluvia

La intensidad se expresa como el promedio de la lluvia en mm/hora para un periodo de retorno determinado y una duración igual al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca. Los valores de las intensidades se pueden obtener a partir de las curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF) que elabora INETER o determinarse mediante cálculo con las ecuaciones que se ajustan a dichas curvas calculadas por el mismo instituto. Las curvas y las ecuaciones correspondientes se muestran en la tabla 4, página X y XI, grafico 1, página XII y tabla 5 página XII.

El ajuste de los datos por medio de los mínimos cuadrados resulta en una ecuación en la cual se entra con la duración en minutos y se obtiene la intensidad:

$$I=\frac{A}{(T_c+d)^b} \quad \text{Ec. 4.2}$$

Dónde:

A, d y n: Valores determinados con los datos de intensidad de lluvia.

I: Intensidad de lluvia (mm/hora).

Tc: Tiempo de concentración de la cuenca (minutos).

$$T_c=0.0041*\left(\frac{3.28*L}{\sqrt{S_c}}\right)^{0.77} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Siendo:

T_c: Tiempo de concentración en minutos

L: Distancia al punto tributario más lejano en metros

S: Pendiente del cauce en m/m. Expresada por:

$$Sc=\frac{H_{máx}-H_{min}}{L} \quad \text{Ec. 4.2}$$

Donde:

H: Es la diferencia de elevación entre el punto más alejado al punto de salida.
L: Longitud del punto más alejado al punto de salida.

Nota: En las cuencas muy pequeñas en donde los valores de Tcsean menores a 5 minutos, se debe tomar éste valor como mínimo.

4.4. Cálculo Hidrológico

4.4.1. Determinación de los parámetros de la cuenca

El área de la cuenca, al igual que la longitud y pendiente de su cauce principal, se determinaron previamente a partir de la delimitación de la cuenca con la utilización del programa Auto CAD. (Ver figura 17, página XIII). En la tabla 16 se muestran los datos de la estructura a evaluar.

Tabla 17: Parámetros de la cuenca

Tipo de Estructura	Área de la Cuenca	Longitud del cauce	Elevación Superior (msnm)	Elevación Inferior (msnm)
Cunetas	1.17 Km^2	2,459.68 M	986	611

Fuente: Propia

4.4.2. Cálculo del caudal de diseño para Canales

El coeficiente de escorrentía se obtiene de la tabla 15.

El tiempo de concentración se calculó mediante la ecuación 4.3.

La intensidad de lluvia se calculó mediante la Ecuación 4.2 utilizando los valores de Curva Intensidad-Duración-Frecuencia proporcionados por la estación de San Isidro, como se muestra en la tabla, página XII.

El periodo de retorno es de 2 años, debido a que la estructura a diseñar es para recolectar aguas pluviales en zona urbana y la población está por debajo de 100,000 habitantes.

El caudal se calculó mediante la ecuación 4.1 utilizando el método del caudal racional obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 18: Resultados del diseño hidrológico

Tipo de Estructura	Coeficiente de Escorrentía (C)	Tiempo de Concentración (Tc)	Intensidad (I)	Periodode Retorno (T)	Caudal de Diseño (Qd)
Cunetas	0.225	8.67 Min.	109.28 mm/h	2 Años	1.21 m^3/s

Fuente: Propia.

4.5. Diseño Hidráulico de las Estructuras

Para el diseño del Canal Rectangular se usó la Guía Hidráulica de canales abiertos de Ven te Chow, siguiendo los siguientes cálculos:

Cálculo del caudal el máximo que puede transportar el Canal Rectangular el cual se calcula mediante la ecuación de Manning (Ecuación 4.3) como un canal abierto rectangular.

Los parámetros[3]son los siguientes:

- Profundidad máxima y= 0.90m,
- Pendiente de los lados S=0.033
- Pendiente del fondo del canal S0=0.02.
- Pendiente de los lados de la estructura (z) =0.45
- n=0.013 para concreto y 0.023 para mampostería

Cálculos:

Área (A):$A=z*y^2$ Ec. 4.4

$A=0.45*(0.90m)^2= 0.36\ m^2$

Perímetro mojado (P): $P=2y\left(1+z^2\right)^{\frac{1}{2}}$ Ec. 4.5

$P=2*0.90\left[1+(0.45)^2\right]^{\frac{1}{2}}=1.97\ m$

Radio Hidráulico (R): $R=\frac{A}{P}$ Ec. 4.6

$$R=\frac{0.36\ m^2}{1.97\ m}=0.18\ m$$

Sustituyendo en la Ec. 4.3,

$$Q_{máx.}=\frac{(0.36\ m^2)*(0.18m)^{\frac{2}{3}}*(0.02)^{\frac{1}{2}}}{0.013}$$

$$Q_{máx.}=1.29\ m^3/s$$

Al comparar el caudal máximo con el caudal diseño para la comprobación ($Q_{máx.} \geq Q_d$), se determina que el cálculo está correcto, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 19: Comprobación de Caudales.

Tipo de Estructura	Caudal de Diseño (Qd)	Caudal Máximo ($Q_{máx.}$)	Condición
Cunetas	1.21 m³/s	1.29 m³/s	Se Acepta

Fuente: Propia.

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante las ecuaciones 4.1 y 4.3 hemos llegado a la conclusión que, las cunetas existentes tienen la capacidad hidráulica para soportar el caudal de diseño tal como se muestra en la tabla 19, por lo tanto se conservarán las mismas dimensiones, solamente que se construirán nuevas y se le dará mantenimiento progresivamente a cada una de ellas; ya que en la actualidad las cunetas están deterioradas debido a que se encuentran soterradas por la erosión y sedimento de materiales arrastrados por las lluvias, también estas se ven afectadas por la población que deposita la basura en las calles y esto obstaculiza la libre circulación tanto de las aguas grises como pluviales.

CAPÍTULO V

ESTUDIO DE PAVIMENTO

CAPÍTULO V
DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

El método que se utilizó para realizar el diseño de la estructura de pavimento en este trabajo monográfico fue el de la AASHTO 93, este método involucra los estudios abordados anteriormente.

Este método está basado en la determinación del Número Estructural “SN” que debe soportar el nivel de carga exigido por el proyecto. Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores sobre capas que tengan un módulo resiliente mayor a 40,000 PSI (280MPa). En Nicaragua no existe método específico para el diseño de estructura de pavimento. Para el diseño de carpeta de rodamiento de adoquín, los métodos más usados son:

- ✓ Método Directo
- ✓ Murillo López de Souza
- ✓ Método Argentino
- ✓ Método Británico
- ✓ AASHTO

El método AASHTO es el más usado y cuenta con técnicas de diseño para estructuras de pavimentos rígidos, semi-rígidos, flexibles y articulados. En Nicaragua se utilizan 4 tipos de carpeta de rodamiento en la construcción de carreteras: macadam, asfáltica, de concreto hidráulico y adoquinado. Debido a su fácil trabajabilidad y otras características en este estudio se eligió adoquines, en todo caso resulta una alternativa económica y de fácil mantenimiento.

El método AASHTO, contempla la implementación de modelos matemáticos donde se ven involucradas variables que condicionan el desarrollo de estos las cuales se detallarán en los párrafos siguientes:

5.1. Carga de Ejes Simples Equivalentes

Se refiere al deterioro que produce cada vehículo en un pavimento, éste corresponde al número de ejes equivalentes llamado también “eje estándar”, el cual tiene un peso de 8.2 ton. (18,000 lbs) y se presentará en el carril de diseño. Se considera que el “eje estándar” tiene un factor de daño F=1. Al realizar el estudio de tráfico, se clasifican todos los vehículos livianos y pesados según su peso por eje, encontrando así los volúmenes de tránsito, luego dichos volúmenes se proyectan a un período de diseño en concordancia a una tasa de crecimiento que se determina según las condiciones económicas y sociales de la zona, el proceso anterior nos permite determinar el tránsito de diseño (TD), posteriormente se afecta este tránsito de diseño por un factor de equivalencia de carga, la sumatoria de todos los procesos anteriores para cada vehículo clasificado se denomina ESAL de diseño. En el tramo en estudio, el ESAL de diseño es de 99,905.

Es importante destacar que los espesores mínimos para bases granulares en función de los ESAL se indican en la Tabla 19.

Tabla 20: Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular.

Número de ESAL	Espesor Mínimo (cm)	
	Concreto Asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5	10
50,000 – 150,000	**5.0**	**10**
150,000 – 500,000	6.5	10
500,000 – 2,000,000	7.5	15
2,000,000 – 7,000,000	9	15
Más de 7,000,000	10.0	15

Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93.

5.2. Confiabilidad

La confiabilidad se define como la probabilidad de que el sistema de pavimento se comporte de manera satisfactoria bajo las solicitaciones de carga a intemperismo durante todo el período de diseño.

Esta variable trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, cuyo valor depende de variaciones al azar tanto en la predicción del tránsito como en la predicción del comportamiento, del nivel de confiabilidad elegido y del error estándar combinado, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan se desempeñarán satisfactoriamente sobre las cargas de tráfico y condiciones ambientales que durarán como mínimo el período de diseño.

De acuerdo con la clasificación funcional de la vía, el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras Regionales, SIECA 2001recomienda diferentes niveles de confiabilidad. Para el tramo en estudio se utilizará un valor de confiabilidad **R** del **80%** que corresponde a un valor recomendado para una Carretera Colectora Rural. El manual SIECA ha propuesto un cuadro de porcentajes de confiabilidad de acuerdo al grado funcional mostrado en la tabla 20 y una desviación **Zr** de **-0.841**en función del porcentaje de confiabilidad (Ver tabla 21).

Tabla 21: Niveles de Confiabilidad R en función del tipo de carretera.

Tipo de camino	Nivel de confiabilidad recomendada	
	Zona Urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99.99	80-99.99
Arterias principales	80-99	75-95
Colectoras	**80-95**	75-95
Locales	50-80	50-80

Fuente: Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales, SIECA.

Tabla 22: Valores de Z_r en función de la confiabilidad R.

Confiabilidad R (%)	Desviación normal estándar(Z_r)
50	- 0.000
60	- 0.253
70	- 0.524
75	- 0.674
80	**- 0.841**
85	- 1.037
90	- 1.282
91	- 1.340
92	- 1.405
93	- 1.476
94	- 1.555
95	- 1.645
96	- 1.751
97	- 1.881
98	- 2.054
99	- 2.327
99.9	- 3.090
99.99	- 3.750

Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93.

5.3. Desviación estándar (So)

Este parámetro está directamente ligado al nivel de confiabilidad elegido para la vía.

Corresponde a la función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito (cargas y volúmenes) y comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio. Por consiguiente en el presente trabajo se toma un valor de S0=0.45 considerando posibles variaciones en el comportamiento del tránsito.

Tabla 23: Desviación estándar dependiendo de las condiciones de servicio.

Condiciones de diseño	Desviación estándar
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito.	0.35 Pavimento Rígido
	0.45 Pavimento Flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito.	0.40 Pavimento Rígido
	0.50 Pavimento Flexible

Fuente: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93.

5.4. Serviciabilidad

La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro a los usuarios. Para su determinación se realizan estudios de calidad en dependencia del tipo de carpeta de rodamiento a evaluar. La forma más sencilla para determinar la pérdida de serviciabilidad se muestra en la tabla 24.

Tabla 24: Factores de Serviciabilidad.

Serviciabilidad Inicial	Serviciabilidad Final
P_o= 4.5 para pavimentos rígidos	Pt = 2.5 o más para caminos principales
P_o= 4.2 para pavimentos flexibles	Pt= 2.0 para caminos de tránsito menor

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos.

La serviciabilidad inicial para este diseño es de 4.2 por que el pavimento a usar es flexible (Articulado) y se asumió un índice de serviciabilidad final de 2 por que pertenece a caminos con poco flujo vehicular.

5.5. Coeficiente de drenaje

El drenaje de agua en los pavimentos es un aspecto importante a considerar en el diseño de las carreteras. De lo contrario el exceso de agua combinado con el incremento de volúmenes de tránsito y cargas podrían anticipar los daños a la estructura del pavimento.

La calidad del drenaje está expresado en la fórmula del número estructural como (mi), éste coeficiente depende de la capacidad que tiene el material para drenar el agua y del tiempo que pasa expuesto a la saturación.
En este caso se considera un “m unitario” dado que se asume excelente capacidad para drenar el agua de la vía en cada una de las capas que conforman el pavimento.

Tabla 25: Capacidad del drenaje para remover la humedad.

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo al cual está expuesta la estructura del pavimento a niveles de humedad próxima a la saturación			
	Menor del 1%	1-5%	5-25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Buena	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: Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93.

5.6. Calculo del CBR de diseño

La ASTM denomina a este ensayo, simplemente como “Relación de soporte” y esta normado con el número ASTM D 1883-73 y en la AASHTO con el número T-193. El CBR de diseño para el tramo en estudio, es de 6.30%. Este se obtuvo con un percentil de 75%.

5.7. Módulo de Resiliencia (MR)

La base para la caracterización de los materiales de sub-rasante en este método es el Módulo Resiliente, el cual es una medida de la propiedad elástica de los suelos y se determina con un equipo especial que no es de fácil adquisición, por lo tanto se han establecido correlaciones para calcularlo a partir de otros ensayos, como el CBR.

Tomando en cuenta el valor del CBR, utilizaremos la siguiente ecuación para calcular el Módulo de Resiliencia de la Sub-rasante:

Tabla 26. Valores de CBR

Valor de CBR	Consideración
CBR<10 %	$MR = 1{,}500 * CBR$
CBR > 10%	$\boldsymbol{MR = 4{,}326 * Ln(CBR) + 241}$

Fuente: Manual de diseño de Pavimentos AASHTO 1993.

En este caso como se obtuvo un CBR de diseño para la sub rasante de 14.10 %, utilizaremos el segundo criterio para calcular el módulo resiliente de la sub rasante, por tanto:

$$\mathrm{MR} = 4{,}326 * \mathrm{Ln}(\mathrm{CBR}) + 241$$

$$\mathrm{MR} = 4{,}326 * \mathrm{Ln}(14.10 * 100) + 241$$

$$\mathrm{MR} = 11{,}684.4\ \mathrm{PSI}$$

El módulo resiliente de la sub rasante es: **MR= 11,684.4 Psi**

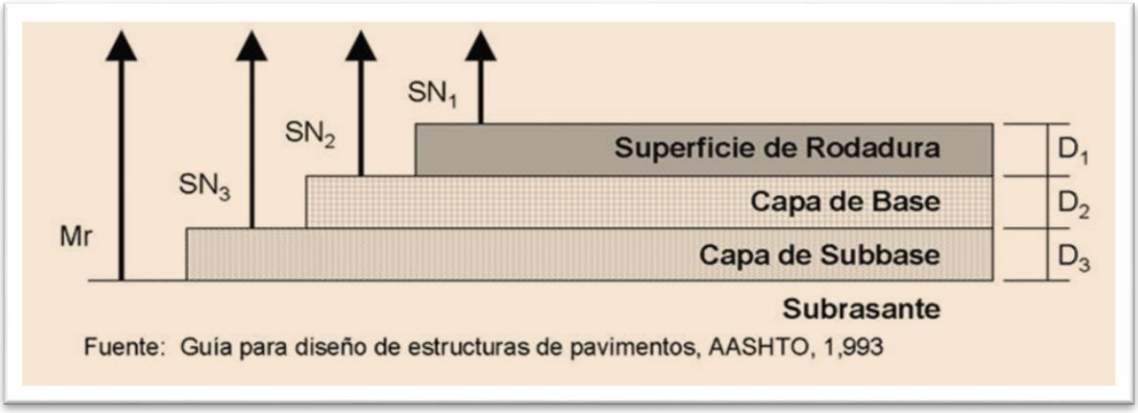
5.8. Coeficientes Estructurales

Es una medida de la habilidad relativa de una unidad de espesor de un material/mezcla determinado, para servir como un componente estructural de un pavimento. Los coeficientes estructurales (a_1) que son empleados en el Método AASHTO 93, los cuales utilizaremos Diseño de 500 metros lineales de pavimento y cauce para drenaje pluvial en el Barrio San José del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí, son los siguientes:

Se considera el coeficiente de **a_1 = 0.45** cuando se utiliza adoquín como carpeta de rodamiento, valor tomado del Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, Capítulo 7, Diseño de espesores con adoquín, Método AASHTO, página 107.

El SN es un número abstracto, que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerido para una combinación dada de soporte del suelo (MR), del tránsito total (W18), de la serviciabilidad final, y de las condiciones ambientales.

Figura 5



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

Para el cálculo del número estructural $\boldsymbol{SN_1}$ se decidió asumir un espesor de adoquín de 10 cm lo que equivale a 4 plg, entonces:

$$SN_1 = a_1 \times D_1$$

$$SN_1 = (0.45) \times (4plg)$$

$$\boldsymbol{SN_1 = 1.8}$$

El valor del coeficiente estructural de capa de base granular (a_2) se determina con el uso del nomograma de la guía AASTHO, en el artículo **1003.03 de la NIC-2000** se específica que el CBR del material a utilizar está por encima del 80 % por lo tanto no es necesario utilizar base estabilizada con suelo cemento entonces:

$$\boldsymbol{a_2 = 0.13}$$

$$\boldsymbol{MR = 28,500\ psi}$$

Figura 6. Nomograma para el cálculo del Coeficiente Estructural a_2 y MR para la base granular.

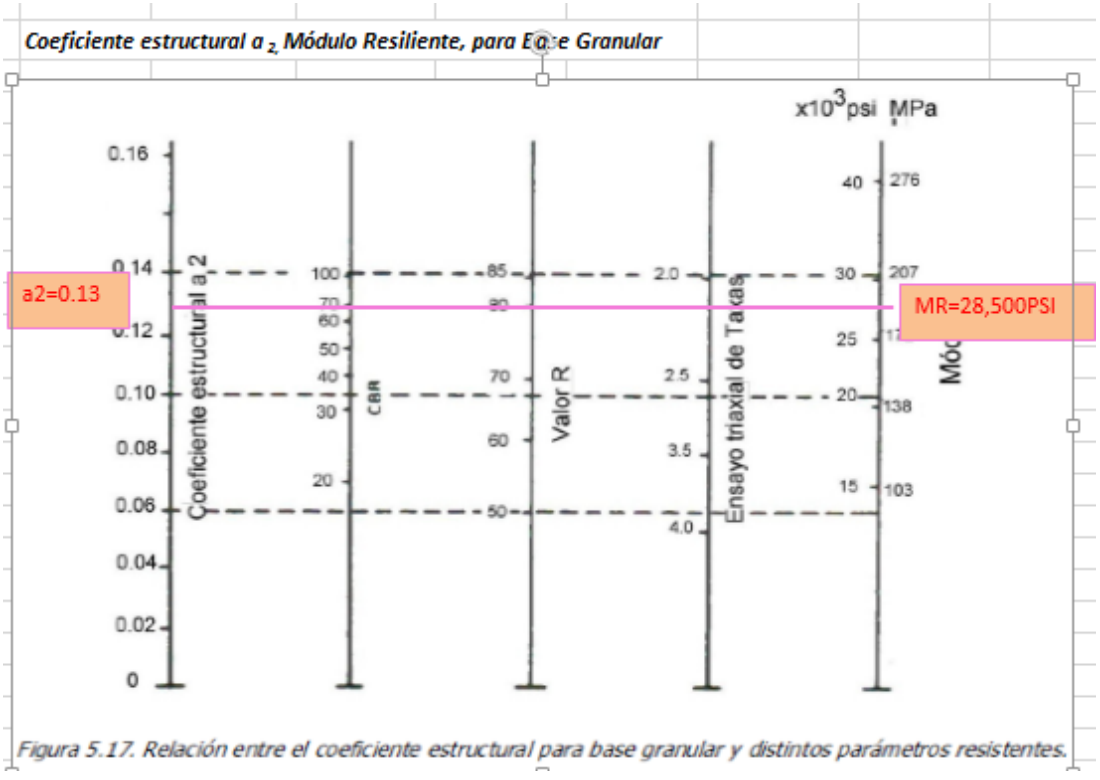
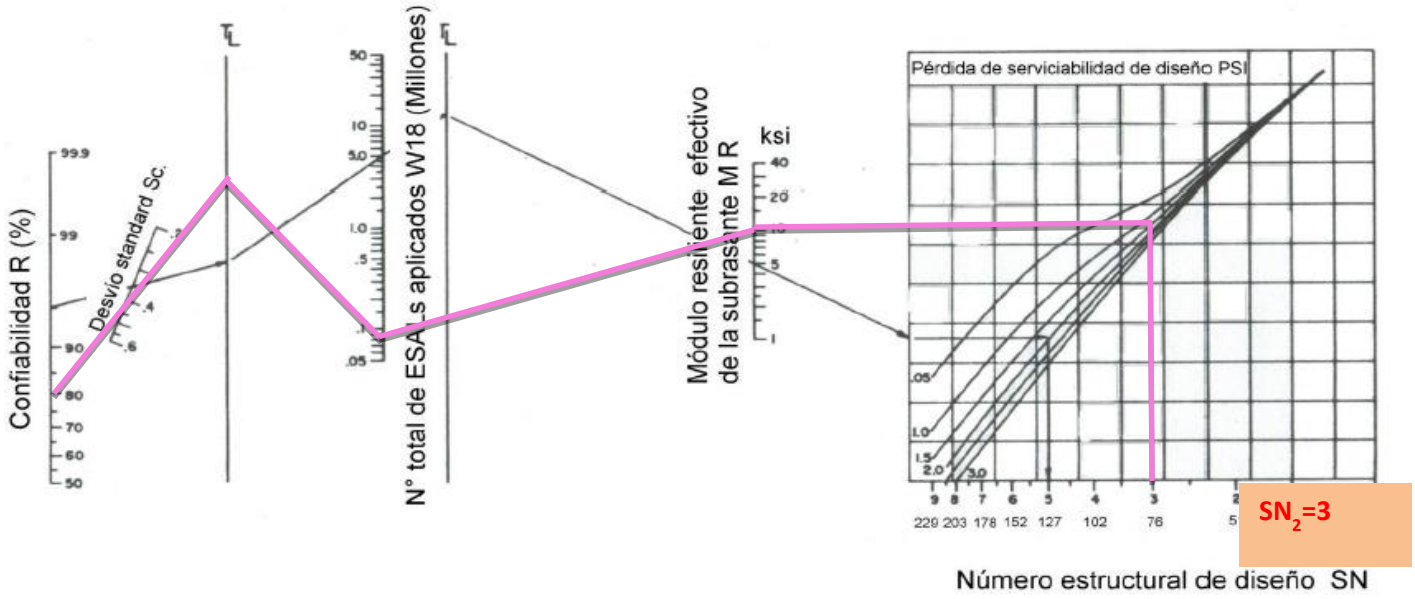


Figura 5.17. Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes.

Número Estructural Requerido

El Número Estructural de cada Capa de la Estructura de Pavimento son empleados en el método de AASHTO 93, para la carpeta de rodamiento utilizaremos $\boldsymbol{SN_1 = 1.8}$

Figura 7.Cálculo del Número Estructural de diseño SN req para la subrasante.



$$\boldsymbol{D_2 = \frac{(SN_2 - SN_1)}{a_2 \times m_2} = \frac{3 - 1.8}{0.13 \times 1} = 9.23\ pulg \rightarrow\ cumple\ espesor\ mínimo}$$

Entonces $\boldsymbol{D_2\ a\ usar}$: Espesor mínimo $10cm \rightarrow 4\ plg$

Haciendo la debida corrección nos queda:

$$SN_2 = a_2 \times D_2 \times m_2$$

$$\boldsymbol{SN_2 = 1.30}$$

Lo que nos obliga hacer la siguiente comprobación:

$$SN_1 + SN_2 \geq SN_{REQ}$$

$$SN_1 + SN_2 = 3$$

$$SN_{req} = 3.10$$

$$\boldsymbol{3.10 \geq 3\ Cumple}$$

Figura 8.Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular



Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm	10 cm
50,000 - 15,000	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 7,000,0000	10.0 cm	15 cm

Fuente: Manual AASHTO-93 DesignRequirements).

En base al análisis y a los resultados obtenidos, la estructura de pavimento del tramo de de 500 metros lineales de pavimento y cauce para drenaje pluvial en el Barrio San José del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí, quedará conformada de la siguiente manera:

Tabla 27. Estructura Final de Diseño

Capa	Material	Espesor	
		Pulgada (in)	Centímetro (cm)
Superficie de Rodamiento	Adoquín de f'c de 4,500 psi	4	10
Base		10	25
Espesor total de la Estructura		**14**	**35**

Fuente: Propia

CAPÍTULO VI

COSTO Y PRESUPUESTO

CAPÍTULO VI
COSTO Y PRESUPUESTO

6.1. Estimación de Costo y de la Inversión total de la Obra

El presupuesto de estimación de costo e inversión total que se detalla en este capítulo, correspondiente al proyecto: “Diseño de 500 metros lineales de pavimento y cauce para drenaje pluvial en el Barrio San José del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí”. En el refleja el precio unitario que constituye el precio de cada concepto de obra.

Para obtener dicho presupuesto se tomaron en consideración los siguientes componentes:

- Costos Directos (Materiales, mano de obras, herramientas y equipos).
- Costos Indirectos (Gastos Administrativos, impuestos y utilidades)

Para definir los costos unitarios se utilizó el catálogo de etapas para proyectos de rodamiento y por el FISE.

6.2. Costos Directos

- Materiales: Se consultó la guía de costos y el catálogo de precios proporcionados por la alcaldía municipal de La Trinidad.
- Mano de Obras: Se determinó como un porcentaje de costo Unitarios de la actividad (material + equipos).
- Maquinarias y Equipos: Se obtuvo a partir de la guía de costos del FISE mencionada anteriormente, de acuerdo a la unidad de medida refleja.

6.3. Costos indirectos

Para la determinación de los costos indirectos se aplicaron factores del total de costos directos de la obra. Estos incluyen:

a) Gastos administrativos.
    - Alquileres y depreciaciones.
    - Obligaciones y seguros.
    - Materiales de consumo.
    - Capacitación.
    - Cargas impositivas: IGV, IR, IM.

b) Cargos adicionales.
    - Gastos Administrativos, 15%
    - Imprevistos, 10%
    - Impuestos y fianzas, 10%
    - Utilidades, 15%.
    - Impuesto Municipal 1%

Procedimiento Metodológico para la Determinación de los Costos

a) Cálculo de la cantidad de obra según los planos y las especificaciones técnicas del diseño.
b) Cantidad de materiales, mano de obra y equipos en el proyecto.
c) Una vez calculada las cantidades de obras y analizados las cantidades, mano de obra y equipos que intervienen en cada etapa del proyecto, se calcula el costo unitario por etapas y sub etapas de actividades de obra tomando como base las guías de costos y presupuesto del FISE.
d) Costo total directo que es la cantidad por el costo unitario de cada uno de los componentes: materiales, mano de obras y equipos.
e) Calculo del costo total de cada etapa que es la suma de costo total directo de materiales, mano de obra y equipos.

f) Los costos indirectos: impuestos, imprevisto, administración resultan de la aplicación de un porcentaje al total de los costos como se indicó anteriormente.
g) Al final se suma costos directos y los indirectos y se obtiene el costo total del proyecto.

Los resultados de la memoria de cálculo están detallados en la tabla 6.1, mostrada a continuación:

Tabla 28. Costos Directos y Presupuesto del Proyecto.

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCIÓN	U/M	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
230		**Preliminares**	**m²**	**4,102.56**	**C$ 24.00**	**C$ 98,461.44**
	01	Limpieza Inicial	m²	4,102.56	C$ 12.00	C$ 49,230.72
	02	Trazo y nivelación con Topografía para adoquinado	m²	4,102.56	C$ 12.00	C$ 49,230.72
231		**Movilización y Desmovilización**	**Global**			**C$ 50,000.00**
	01	Movilización y desmovilización de equipo para movimiento de tierras (incl. Módulo)	Global	1.00	C$ 50,000.00	C$ 50,000.00
232		**Movimiento de Tierra**	**m³**	**1,789.94**	**C$ 437.71**	**C$ 783,479.82**
	01	Corte y/o excavación de terreno con tractor sobre orugas	m³	1,006.23	C$ 50.00	C$ 50,311.50
	02	Conformación y Compactación de Calles y Caminos (Con Motoniveladora y Vibrocompactadora)	m²	4,102.56	C$ 50.00	C$ 205,128.00
	03	Botar tierra sobrante de excavación a 5 km con camión volquete, (carga con equipo).	m³	1,308.10	C$ 130.00	C$ 170,052.87
	04	Explotación o corte (con tractor sobre orugas D-6D) en banco de préstamo	m³	1,789.94	C$ 70.00	C$ 125,295.61
	05	Acarreo de Mat. Selecto a 3 Km Con Camión Volquete, Carga con Equipo (Incl. Derecho de Explotación)	m³	1,789.94	C$ 130.00	C$ 232,691.84
233		**Construcción de Cunetas**	**ml**	**467.84**	**C$ 801.75**	**C$ 375,090.72**
	01	Demoler manualmente cuneta de concreto	ml	467.84	C$ 25.00	C$ 11,696.00
	02	Trazo y nivelación	ml	467.84	C$ 35.00	C$ 16,374.40

	03	Formaletas	ml	205.85	C$ 350.00	C$ 72,047.36
	04	Concreto Simple de 3,000 psi (con mezcladora)	m^3	49.12	C$ 5,100.00	C$ 250,528.32
	05	Acabados	m^2	257.31	C$ 95.00	C$ 24,444.64
234		**Carpeta de Rodamiento**	**m^2**	**3,232.88**	**C$ 450.00**	**C$ 1,454,796.00**
	01	Adoquinado Resistencia=3,000 PSI Ancho=0.22m,Largo=0.24m,Alto=0.10m Con Cama de Arena de 5 Cm	m^2	3,232.88	C$ 380.0000	C$ 1,228,494.40
	02	Calichado Para Adoquines Con Mortero 1:4 Cemento-Arena	m^2	3,232.88	C$ 70.00	C$ 226,301.60
235		**Vados de Concreto de 3,000 PSI**	**ml**	**16.80**	**C$ 4,850.00**	**C$ 81,480.00**
	01	Vado de Concreto de 3000 PSI, Ancho = 3.00 m, Espesor = 0.15 m, Ref. Varilla #3 @ 0.10m en A/D	ml	16.80	C$ 4,850.00	C$ 81,480.00
236		**Bordillos**	**ml**	**448.84**	**C$ 760.00**	**C$ 341,118.40**
	01	Bordillo de Concreto de 3000 Psi Sin Ref. Ancho=0.15m, Alto=0.40m (Incluye Excavación y Acabados)	ml	448.84	760.00	C$ 341,118.40
237		**Vigas de Remate Longitudinal**	**ml**	**911.68**	**C$ 95.00**	**C$ 86,609.60**
	01	Remate Longitudinal de Concreto Para Adoquín	ml	911.68	C$ 95.000	C$ 86,609.60
238		**Vigas de Remate Transversal**	**ml**	28.00	**C$ 550.00**	**C$ 15,400.00**
	01	Viga de Remate de Concreto de 3500 PSI Sin Ref., de 0.15m x 0.50m, Para Adoquinado (Incl. Exc.)	ml	28.00	C$ 550.00	C$ 15,400.00
239		**Compactación de Adoquinado**	**m^2**	**3,232.88**	**C$ 3.00**	**C$ 9,698.64**
	01	Compactación con Vibro compactadora 3 Pasadas	m^2	3,232.88	C$ 3.00	C$ 9,698.64

240		**Andenes**	**m²**	**507.42**	**C$ 560.00**	**C$ 284,155.20**
	01	Andén De Concreto (Con Mezcladora) Sin Refuerzo, Espesor=0.10m.	m²	507.42	C$ 560.00	C$ 284,155.20
241		**Señalización Horizontal y Vertical**	**Global**	**1.00**	**C$ 20,117.60**	**C$ 20,117.60**
	01	Señal de transito de prevención (estándar) con base de concreto de 3000 psi	C/U	3.00	C$ 3,320.00	C$ 9,960.00
	02	Señal informativa estándar (paral de acero con base de concreto de 3000 PSI) (incluye excavación)	C/U	1.00	C$ 3,320.00	C$ 3,320.00
	03	Señalización horizontal (pintada con equipo)	ML	1,367.52	C$ 5.00	C$ 6,837.60
242		**Limpieza Final**	**m²**	**4,102.56**	**C$ 13.95**	**C$ 57,230.72**
	01	Limpieza final del tramo	m²	4,102.56	C$ 12.00	C$ 49,230.72
	02	Rótulo	C/U	1.00	C$ 8,000.00	C$ 8,000.00
TOTAL						**C$ 3,657,638.14**

La inversión total para ejecutar este proyecto es de C$ 3, 657,638.14 (Tres millones, seiscientos Cincuenta y Siete mil, Seiscientos Treinta y Ocho córdobas con catorce centavos).

- **Conclusiones y Recomendaciones**
- **Bibliografía**
- **Anexos**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En el estudio de tránsito se obtuvo como vehículo de diseño el camión de carga C2 y un ESAL'S de 94,586 para un periodo de diseño de 15 años.

- Según el análisis hidrológico e hidráulico de la obra de drenaje (cunetas), cumple satisfactoriamente con el caudal de diseño proyectado por lo cual no es necesario ampliación, sin embargo se demolerán y se construirán nuevas por encontrarse deterioradas.

- De acuerdo a los resultados del estudio de pavimento los espesores obtenidos son: 10 cm de la carpeta de rodamiento con adoquín,5 cm de capa de arena y 23 cm para de base.

- La inversión total para ejecutar este proyecto es de C$ 3, 657,638.14 (Tres millones, seiscientos Cincuenta y Siete mil, Seiscientos Treinta y Ocho córdobas con catorce centavos).

- Darle mantenimiento a todas las obras de drenaje construidas en la zona estudiada. Cabe mencionar que las cunetas serán sustituidas por canales rectangulares de concreto.

- Utilizar adoquines procedentes de fábricas certificadas y reconocidas a nivel nacional.

- El adoquinado estará confinado en sus bordes laterales por bordillos o cunetas de concreto simple, cuyo objeto es el proteger y respaldar debidamente al adoquinado.

- Darle mantenimiento periódico a la carpeta de rodamiento para maximizar su vida útil.

- Utilizar materiales que cumplan con las normas técnicas y de calidad requeridas por el proyecto.

- Involucrar a los pobladores de la zona en la realización y cuido de las obras realizadas.

- Utilizar mano de obra calificada en todas las etapas constructivas.

BIBLIOGRAFÍA

Alcaldía Municipal La Trinidad.

Alcaldía Municipal de San Isidro.

Anuario de Aforos de Tráfico.Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

Carreteras Estudio y Proyecto Segunda Edición. Jacob Carciente.

Diseño de Pavimentos AASHTO 93 (Tercera Edición). San Juan: Iinstituto Nacional de Carreteras de Estados Unidos.

Especificaciones Generales para la construcción de caminos, calles y puentes, NIC – 2000.

Experimento Vial de la AASHTO y las Guías de Diseño AASHTO. Corredor, I. G. (2010).

Fundamentos de la Mecánica de Suelo. Badillo, E. J. México: Limusa (2005).

Hidrología Aplicada. Ven Te Chow. Santa Fe colombia: NOMOS S. A. Printed in Colombia. (1994).

Ingeniería de Pavimentos Para Carreteras (Segunda Edición.). Fonseca, A. M. Santa Fe, Bogotá, Colombia: Universidad Católica de Colombia. (2001).

Ingeniería de Tránsito y Carretaras (Tercera ed.). Hoel, N. J. (s.f.).
Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos.Iturbide, I. J. Guatemala. (2002).

Mecánica de Suelos y Cimentaciones. México: LIMUSA. Villalaz, I. C. (2004).

Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. SIECA (2004)