UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

MONOGRAFÍA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

"Diseño geométrico vial y estructura de pavimento articulado de 3.5 km del tramo de carretera La Caña – San Francisco, municipio de La Trinidad departamento de Estelí".

Elaborado por:
Br. Luis Missael García Blandón.
Br. Lylieth del Carmen Lyra Reyes
Br. Víctor Nahum Calderón Amador

Tutor:
Ing. Sergio Junior Navarro Hudiel

Managua, octubre 2014

DEDICATORIA

Dedicamos especialmente este trabajo monográfico a Dios nuestro Padre Celestial, por darnos principalmente la vida y la oportunidad de estudiar esta profesión, por regalarnos la inteligencia y la fortaleza para poder vencer los obstáculos durante toda nuestra carrera.

A nuestros padres, por el apoyo incondicional que nos brindaron, su comprensión y amor, alentándonos día a día a seguir adelante para llegar culminar nuestras metas.

A nuestra alcaldesa Lic. Rosa Haydee Rosales Raudales, por brindarnos su apoyo incondicional, por darnos la oportunidad de aportar al desarrollo de nuestro municipio y facilitarnos medios para culminar exitosamente nuestro trabajo.

A nuestro tutor Ing. Sergio Junior Navarro Hudiel por dirigirnos y corregirnos en cada etapa de este trabajo monográfico, por animarnos a continuar luchando, darnos lecciones de aprendizaje que nos fortalecieron intelectualmente afianzando nuestros conocimientos.

RESUMEN DEL TEMA

En este trabajo monográfico se determinan todos los estudios técnicos necesarios para la realización del proyecto titulado: “Diseño geométrico vial y estructura de pavimento articulado de 3.5 km del tramo de carretera La Caña – San Francisco, municipio de La Trinidad departamento de Estelí”.

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

El capítulo 1 aborda generalidades de la comunidad de San Francisco municipio de La Trinidad que es donde estará ubicado el proyecto, además hace una explicación sobre la importancia de la construcción de los 3.5 km de adoquinado.

En el capítulo 2 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.

En el capítulo 3 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 4 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.

El capítulo 5 aborda lo referente al diseño geométrico de la vía, en él se muestra detalladamente todo lo relacionado con el diseño de curvas verticales y horizontales.

El capítulo 6 aborda los estudios hidrológicos e hidráulicos para el diseño de estructuras de obras de drenaje menores utilizando el método racional.

En el capítulo 7 se realiza la evaluación de Impacto Ambiental (EIA) a partir de la metodología de la matriz de Leopold, analizando los efectos negativos y positivos que conllevan la realización del proyecto.

En el capítulo 8, se presenta la estimación de los costos y la inversión total del proyecto, especificando cada etapa de éste.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. ASPECTOS GENERALES 1
   1.1. INTRODUCCIÓN 1
   1.2. ANTECEDENTES 2
   1.3. JUSTIFICACIÓN 4
   1.4. OBJETIVOS 6
      1.4.1. Objetivo General 6
      1.4.2. Objetivo Específico 6
2. ESTUDIO DE TRÁNSITO 8
   2.1. Aforo Vehicular 8
   2.2. Determinación del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) 9
   2.3. Tasa de Crecimiento Vehicular (TC) 10
      2.3.1. Historia de Tránsito 11
      2.3.2. Producto Interno Bruto (PIB) 12
      2.3.3. Crecimiento Poblacional 13
      2.3.4. Selección de la Tasa de Crecimiento 13
   2.3. Proyección de Tránsito 15
   2.4. Factor de Crecimiento 16
   2.5. Tránsito de Diseño 16
   2.6. Factor Direccional 17
   2.7. Factor Carril 17
   2.8. Factor de Equivalencia (FESAL) 17
   2.9. Ejes Equivalentes (ESAL o W18) 17
3. ESTUDIO DE SUELO 20
   3.1. Trabajos De Campo 20
   3.2. Resultados de los ensayes realizados 21
      3.2.1. Análisis Granulométrico 21
      3.2.2. Determinación de los límites de consistencia de los suelos 22
      3.2.3. Clasificación de los Suelos 23
      3.2.4. Ensaye de Próctor Estándar y Modificado 24
      3.2.5. Ensaye de CBR 25
   3.3. Módulo Resiliente de la Sub-rasante 28
4. ESTRUCTURA DE PAVIMENTO 31
   4.1. Carga de Ejes Simples Equivalentes 32

4.2. Confiabilidad 33
4.3. Desviación estándar 34
4.4. Serviciabilidad 35
4.5. Coeficiente de drenaje 36
4.6. Coeficientes de capa 37
4.7. Número Estructural 38
4.8. Cálculo de Espesores 39
5. DISEÑO GEOMÉTRICO VIAL 44
5.1. Alineamiento Horizontal 45
5.1.1. La tangente 45
5.1.2. Curvas circulares 45
5.1.3. Desarrollo del peralte 48
5.1.4. Diseño del sobre-ancho 50
5.2. Alineamiento Vertical 52
5.2.1. Diseño de Curvas Verticales en Cresta o Convexa. 54
5.2.2. Diseño de Curvas en Columpios o Cóncavas 56
6. ESTUDIO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO 63
6.1. Metodología 64
6.2. Generalidades 64
6.3. Métodos de Diseño 65
6.3.1. Estudio Hidrológico 65
6.4. Cálculo Hidrológico para cada Estructura 71
6.4.1. Determinación de los parámetros de la cuenca 71
6.4.2. Cálculo del caudal de diseño para Caja Puente 71
6.4.3. Cálculo del caudal de diseño para Alcantarillas, Badén y Cunetas 74
6.5. Diseño Hidráulico de las Estructuras 75
7. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL 80
7.1. Descripción de las Etapas del Proyecto 80
7.1.1. Remoción de Estructuras (Eliminación Parcial o Total de la Estructura). 80
7.1.2. Excavación, Cortes y Movimientos de Tierra 81
7.1.3. Explotación de Bancos de Materiales 81
7.1.4. Explotación de fuentes de agua 81
7.1.5. Paquete estructural y colocación de carpeta de rodamiento 82
7.1.6. Depósitos de materiales excedentes 82

7.1.7. Obras de drenaje 82
7.1.8. Fase de Operación 82
7.2. Método Matriz de Leopold (Causa – Efecto) 82
7.2.1. Matriz de Impacto 83
7.2.2. Matriz de Valoración de Impactos 83
7.2.3. Matriz Superpuesta 84
7.2.4. Cuantificación de Efectos por Factores del Medio 84
7.2.5. Cuantificación de Efectos por Etapas del Proyecto 84
7.2.6. Gráficos de Balance de Impactos 84
7.3. Medidas de mitigación de los impactos sobre el medio 86
7.3.1. Depósito de materiales excedentes 87
7.3.2. Fuentes de agua 87
7.3.3. Medidas para la Explotación y Tratamiento de Bancos de Materiales 88
7.3.4. Generación de Ruido 89
7.3.5. Consideraciones Ambientales en el Transporte de Materiales 90
7.3.6. Durante la Fase de Operación del Proyecto 91
8. COSTO Y PRESUPUESTO 93
8.1. Estimación de Costo y de la Inversión total de la Obra 93
8.1.1. Costos Directos 93
8.1.2. Costos indirectos 93
8.2. Procedimiento Metodológico para la Determinación de los Costos 94
9. CONCLUSIONES 102
RECOMENDACIONES 104
BIBLIOGRAFÍA 105

CAPÍTULO 1

Aspectos Generales



1. 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. (Ver anexo 1, página I). El tramo La Caña - San Francisco tiene una longitud de 3.5 km, el cual no cuenta con una estructura de rodamiento adecuada para la circulación vehicular lo que genera altos costos de operación vehicular.

Para la elaboración del trabajo monográfico 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 para la evaluación y diseño de obras de drenaje menor donde lo amerite, acompañados por una evaluación ambiental generados por el proyecto una vez que sea ejecutado.

El método propuesto es el de la AASHTO 93, el cual incorpora parámetros de diseño relacionados a la confiabilidad, módulos resiliente 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. Cabe señalar que también utilizaremos el manual Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA-2004), para el diseño geométrico de la vía, el cual incorpora curvas horizontales y verticales, obras de drenaje mayor y menor, carriles de circulación, con el apoyo del programa Civil CAD basado en las normativas de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México.

1.2. ANTECEDENTES

El tramo de Camino La Caña – San Francisco, del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí, fue aperturado a principios del año 1970 y en el año 1975 se le dio mantenimiento por primera vez a la carpeta de rodamiento.

En 1979, antes de la guerra en Nicaragua, se trazó una nueva línea del camino siendo actualmente la vía transitada, y se le dio mantenimiento en el año 1996. Para el año 1999 se hizo una rehabilitación del camino por la empresa INNORTE, en este proyecto se construyeron 400 metros de cunetas con suelo cemento utilizando material selecto del banco Santa Cruz-Estelí, también se construyó una caja puente con dimensiones (ancho = 3.60 m; largo =6.80 m; alto =3.50 m) y dos alcantarillas de 30 pulgadas de diámetro. (Ver anexo 3.2, página II).

Durante el gobierno del Dr. Enrique Bolaños Geyer (2002-2006), se revistió con material selecto dos veces el camino, nuevamente en el año 2010 se le volvió a dar mantenimiento a la carpeta de rodamiento.

En abril del 2011 se realizó el proyecto “Construcción de obras de drenaje menor en el tramo de camino La Caña-San Francisco, La Trinidad”, la cual contemplaba la construcción de 18 m³ de bajante de mampostería o disipador de energía, 445 metros de cunetas de concreto, 473 metros de canal de mampostería (60cm x 70 cm) y 50 metros de parillas metálicas para pase vehicular. (Ver anexo 3.2, página II).

En Septiembre del 2013 se le dio mantenimiento a la carpeta de rodamiento ejecutado por la empresa “Constructora Reyes S.A”, sin embargo en ciertas partes del camino no tiene un ancho definido y en algunas zonas no existen obras de drenaje[1].

[1] (Alcaldía Municipal La Trinidad, 2013)

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 geométrico vial y estructura de pavimento con adoquines empleando el método AASHTO 93 y apoyándonos en la Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA-2004), 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.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La comunidad de San Francisco se encuentra ubicada a 6 kilómetros del municipio de La Trinidad en la parte suroeste colindando al norte con el cerro Oyanca, al sur con el municipio de San Isidro, al este con la comunidad La Caña y al oeste con la comunidad de Oyanca. (Ver Anexo 2, Página I). El tramo propuesto tiende a erosionarse debido que a lo largo del camino existen pendientes muy fuertes, donde las escorrentías que bajan de los cerros deterioran el suelo, éstas van a desembocar a la quebrada San Francisco. (Ver Anexo 3.1, Página II).

El estado actual del sitio es crítico ya que las condiciones del camino reducen el tráfico vehicular, a los transportistas no les gusta acceder a la comunidad y esto provoca inconformidad con los pobladores, porque la mayoría se dedican a la artesanía derivadas del nylon (mecates, sondalezas, hamacas, etc.) y son afectados por los altos costos del pasaje del transporte interurbano y las ganancias son reducidas, al mismo tiempo la producción muchas veces es retenida generando menos ingresos.

En vista de la situación antes descrita el gobierno municipal y la población preocupados por estos problemas han solicitado el mejoramiento del camino, pero la alcaldía por falta de fondos no ha podido realizar los estudios necesarios para que se logre ejecutar este proyecto.

Para el diseño de pavimento articulado utilizaremos el método AASHTO 93, ya que es uno de los métodos más empleados e incorpora variables de diseño. También se hará el diseño geométrico vial basado en las Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA-2004).

Al ejecutarse este proyecto se estará contribuyendo a crear las condiciones necesarias para garantizar la evacuación de las aguas, un mejor desarrollo

económico, facilitar la circulación vehicular y peatonal, reducción de tiempo de viaje, de igual forma embellecer la comunidad. Se beneficiará a una población directa de 2,500 habitantes, e indirectamente a 131 habitantes de las comunidades aledañas, de diferentes estratos sociales, económicos y culturales.

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

Realizar el diseño geométrico vial y estructura de pavimento articulado de 3.5 Km del tramo de carretera La Caña – San Francisco, municipio de La Trinidad departamento de Estelí.

1.4.2. Objetivo Específico

- Realizar estudios de tránsito para determinar las cargas que actuarán sobre la estructura de pavimento.
- Evaluar las propiedades físico-mecánicas de los suelos existentes en el sitio y materiales requeridos.
- Diseñar los espesores de pavimento articulado considerando el uso de adoquín como estructura de rodamiento por el método AASHTO 93.
- Diseñar curvas horizontales y verticales conforme a la normativa vigente del país.
- Realizar el estudio hidrológico de la sub-cuenca del sitio para evaluar la capacidad hidráulica de alcantarillas existentes y diseño de obras menores.
- Realizar el estudio de impacto ambiental que generará este proyecto una vez que sea ejecutado.
- Elaborar los planos finales del proyecto con una estimación de costos y presupuesto de la obra para su ejecución.

CAPÍTULO 2

Estudio de Tránsito



2. ESTUDIO DE TRÁNSITO

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:

2.1. Aforo Vehicular

La importancia de los conteos vehiculares radica en conocer la cantidad de tránsito o bien de vehículos que circulan en un tramo de carretera específico, en un tiempo determinado, lo cual permita conocer la fatiga producida por las cargas transmitidas por el tránsito hacia las capas del pavimento. De manera que se logre consolidar un diseño de la estructura de pavimento que resista favorablemente la acción rugosa del tránsito.

Para poder determinar la cantidad y composición vehicular actual y futura que circula por el tramo, fue necesario realizar un conteo vehicular de doce horas en el sitio durante siete días, del lunes 11 al domingo 17 de noviembre del año 2013, el cual se ubicó en la estación 0+420 del camino, Ver anexo 4, página III; el volumen promedio total del tráfico durante el período de conteo realizado se muestra en la Tabla 2.1, acorde al formato de publicaciones del MTI.

Tabla 2.1: Aforo Vehicular Realizado.

Estudio de Tráfico Conteos Volumétricos de Tráfico de 12 Horas Promedio Semanal																		
Hora	*Motos*	*Vehiculos de Pasajeros*						*Vehiculos 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*	
6:00-7:00am	3	9	0	3	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	18
7:008:00am	4	7	0	3	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	17
8:00-9:00am	3	6	0	2	3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	15
9:00-10:00am	2	4	0	2	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
10:00-11:00am	3	6	0	2	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	15
11:00-12:00pm	3	8	0	2	3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	17
12:00-1:00pm	3	7	0	2	3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	17
1:00-2:00pm	3	7	0	5	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	17
2:00-3:00pm	2	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
3:00-4:00pm	3	4	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
4:00-5:00pm	4	10	0	3	3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	21
5:00-6:00pm	6	12	0	4	4	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	29
(TDi)	**37**	**80**	**2**	**33**	**25**	**0**	**0**	**7**	**8**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**193**

Fuente: Propia.

2.2. Determinación del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)

Para obtener el tránsito promedio diario anual es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante un año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o mensuales.

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

$$TPDA = TD_{i(12\ horas)} * F_d * F_t \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

TD_i: Tráfico Diario

F_d: Factor día

F_t: Factor temporada

Apoyados en el anuario estadístico del MTI del año 2008, se emplearon los factores de expansión (F_d, F_t) de la estación 108 perteneciente al tramo Empalme

San Isidro - La Trinidad por ser una de la más próxima a la carretera en estudio considerándose como representativa de las condiciones existentes en el mismo. La tabla empleada para determinar los factores se refleja en el Anexo 5, página III.

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, debido a que los habitantes se dedican a la artesanía derivada del nylon y ocasionará un incremento mínimo del tráfico.

El Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) correspondiente al tramo, estimado para el año 2013 fue de 249 vehículos por día, tal como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Tráfico Promedio Diario Anual.

Estudio de Tráfico Conteos Volumétricos de Tráfico de 12 Horas																		
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*	
(TDi)	37	80	2	33	25	0	0	7	8	0	0	0	0	0	0	0	0	193
Factor Día	1.24	1.28	1.27	1.29	1.26	1.27	1.16	1.36	1.43	1.43	1.00	1.56	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	
Factor Temporada	0.99	0.97	0.93	0.94	0.91	0.92	1.00	0.88	0.92	0.87	1.00	0.91	1.00	1.00	1.13	1.00	0.87	
TPDA (Normal)	45	99	3	40	29	0	0	8	11	0	0	0	0	0	0	0	0	236
TPDA (Generado)	2	5	0	2	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	13
TPDA FINAL	47	104	3	42	31	0	0	9	12	0	0	0	0	0	0	0	0	249

Fuente: Propia.

2.3. Tasa de Crecimiento Vehicular (TC)

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:

$$TC=\left[\left(\frac{TPDA_i}{TPDA_0}\right)^{1/n}\right]-1 \quad \text{Ec. 2.2}$$

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 Anexo 6, página IV.

2.3.1. Historia de Tránsito

El proyecto en estudio, según los registros de la estación de control 107 esta corresponde al tramo Sébaco – Empalme San Isidro del Anuario de Aforos de Trafico del MTI, correspondiente al año 2011 (Ver Tabla 2.3), 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 2.3: Historial de Transito Estacional de Control 107.

Año	TPDA
2002	3272
2003	3428
2004	3622
2005	3405

2006	3849
2007	3853
2008	4092
2009	4101
2010	4334
2011	4517

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico 2011.

2.3.2. 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 2.4 se pueden observar estos datos.

Tabla 2.4: Producto Interno Bruto.

PIB (en millones US$)	
Año	**PIB (US$)**
2002	4,026.00
2003	4,101.50
2004	4,464.70
2005	4,872.00
2006	6,786.30
2007	7,446.60
2008	8,254.40
2009	8,156.30
2010	8,586.70
2011	9,636.20

Fuente: Banco Central de Nicaragua**.**

2.3.3. 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 2002-2011, presentada por el Banco Central de Nicaragua (BCN), tal como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2.5: Crecimiento Poblacional

Población (miles de habitantes)	
Año	**Población**
2002	5,244.7
2003	5,312.7
2004	5,380.5
2005	5,450.4
2006	5,522.6
2007	5,595.5
2008	5,668.9
2009	5,742.3
2010	5,815.5
2011	5,888.9

Fuente: Banco Central de Nicaragua**.**

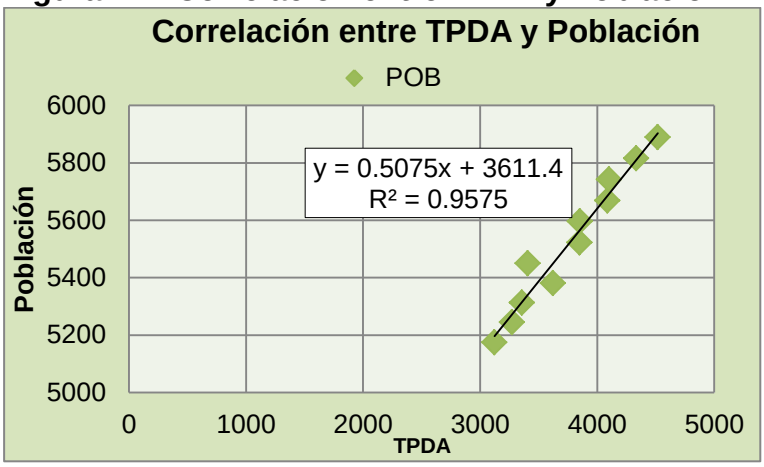
2.3.4. Selección de la Tasa de Crecimiento

Al aplicar la ecuación 2.2 resulta una tasa de crecimiento de **3.28%** para la estación 107 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 2010.

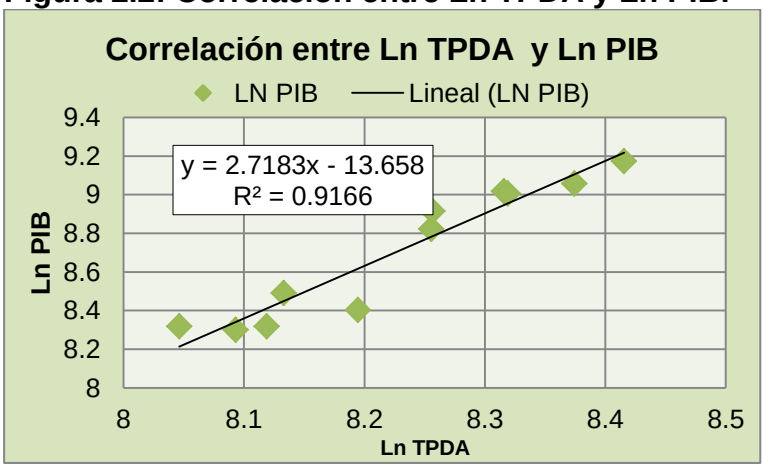
Las correlaciones establecidas se muestran en la Figura 2.1 y 2.2.

Figura 2.1: Correlación entre TPDA y Población.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 2.2: Correlación entre Ln TPDA y Ln PIB.



Fuente: Elaboración Propia.

Calculamos una tasa para cada clasificación vehicular:

- Para vehículos livianos se utilizó la tasa de **3.28%** obtenida de los datos del TPDA de la estación 107**.**
- Para vehículos de pasajeros, a través de la correlación entre TPDA-Población, multiplicando el factor 0.5075 de la figura 2.1 por la tasa obtenida de los datos del TPDA de la estación 107.

- Para vehículos pesados, por medio de la correlación Ln TPDA - Ln PIB, multiplicando el factor 2.7183 de la figura 2.2 por la tasa obtenida de los datos del TPDA de la estación 107.

Se obtuvo tres tasas de crecimiento para cada tipología vehicular, reflejados en la tabla 2.6.

Tabla 2.6: Tasas de Crecimiento.

Clasificación Vehicular	Tasa de Crecimiento (Tc)
Vehículos de Pasajeros	1.66%
Vehículos Livianos	3.28%
Vehículos Pesados	8.9%

Fuente: Propia

2.3. 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 Rural por el volumen del TPDA, con un período de diseño de 15 años conforme lo indicado en Tabla 2.7.

Tabla 2.7: 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.

2.4. 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:

$$FC = \frac{(1+T_c)^n - 1}{T_c} \qquad \text{Ec. 2.3}$$

Dónde:

FC= Factor de Crecimiento.
Tc= Tasa de Crecimiento considerada.
n= Período de Diseño considerado.

Tabla 2.8: Factores de Crecimiento.

Clasificación Vehicular	Factor de Crecimiento (FC)
Vehículos de Pasajeros	16.88
Vehículos Livianos	18.98
Vehículos Pesados	29.15

Fuente: Propia

2.5. 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:

$$TD = TPDA * FC * f_s * f_c * 365 \qquad \text{Ec.2.4}$$

Dónde:

TPDA: Tránsito Promedio Diario Anual Calculado

FC: Factor de Crecimiento.

fs: Factor de Distribución por Sentido.

f_c: Factor por Distribución por Carril.

2.6. 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 el anexo 7, página V.

2.7. 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 anexo 8, página V).

2.8. 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 = 4. Ver anexo 9, página VI.

2.9. 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:

$$ESAL = TD*FESAL \quad \text{Ec. 2.5}$$

Los Ejes Equivalentes o ESAL considerando los parámetros antes descritos se muestra en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Cálculo de ejes equivalente de 18 Kips en carga de ejes simples.

Período de Diseño (Años): 15

Índice de Serviciabilidad Final (Pt): 2.0

SN: 4

Tipo de Vehiculo	Peso por Eje (Ton. Metricas)	Peso por Eje (Kip)	Tipo de Eje	Factor ESALs	Cantidad de Vehículos Diario	Factor de Crecimiento	Factor Carril (FC)	Factor Dirección (fds)	Tránsito de Diseño	ESALs de Diseño
Autos	1	2.2	Simple	0.0002	104	18.98	0.50	1.00	361,754	72
	1	2.2	Simple	0.0002						72
Jeep	1	2.2	Simple	0.0002	3	18.98	0.50	1.00	9,440	2
	1	2.2	Simple	0.0002						2
Camionetas	1	2.2	Simple	0.0002	42	18.98	0.50	1.00	145,500	29
	2	4.4	Simple	0.002						291
Mc bus < 15 a	2	4.4	Simple	0.002	31	16.88	0.50	1.00	95,936	192
	3	6.6	Simple	0.01						959
Liv. 2 - 5 t.	4.5	9.9	Simple	0.033	9	29.15	0.50	1.00	50,405	1,663
	5.5	12.1	Simple	0.183						9,224
C2 5+t.	5	11	Simple	0.085	12	29.15	0.50	1.00	64,472	5,480
	10	22	Simple	2.31						148,930
ESALs de Diseño										166,918

CAPÍTULO 3

Estudio de Suelo



3. ESTUDIO DE SUELO

Para diseñar el espesor de pavimento del tramo de carretera en estudio fue necesaria la evaluación de las características de los materiales que conforman la estructura de pavimento existente, con el fin de contar con la información básica necesaria para determinar los espesores a colocar a lo largo de la vía. Estos datos se obtuvieron de los estudios de suelos realizados por los sustentantes, con orientación del personal del laboratorio "Ing. Julio C. Padilla" de la Universidad Nacional de Ingeniería del Recinto Universitario Pedro Aráuz Palacios.

3.1. Trabajos De Campo

Los trabajos de campo consistieron en la realización de sondeos manuales. Se efectuaron un total de 9 sondeos a lo largo de la línea del camino (izquierda y derecha), con profundidad de 1.50 metros y distribuidas con distancia entre sondeos de 400 metros, obteniendo 21 muestras. La ubicación o estacionamiento de los sondeos a efectuados se muestra en el anexo 10, página VII.

El muestreo de los sondeos de línea y bancos fue hecho con posteadora (palín doble), piocha, pala y barra, clasificando el material en el sitio, visualmente y al tacto, se trasladaron al laboratorio "lng. Julio C. Padilla", 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 la estación 1+900 sobre el tramo, siendo esta propiedad del Sr. Antonio Aguirre, con la finalidad de satisfacer las necesidades del proyecto.

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 3.1: 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: Elaboración Propia.

3.2. 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:

3.2.1. 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 3.2.

Tabla 3.2: 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	100	92	85	75	70	60	49	34	23
			M-2	0.38 - 0.80	100	97	89	77	72	54	35	22	17
			M-3	0.8 - 1.50	91	79	69	55	47	31	17	9	7
S-2	0+400	Izquierdo	M-1	0 - 0.18	92	90	76	64	59	46	33	21	15
			M-2	0.18 - 0.31	100	100	98	89	86	73	63	48	38
			M-3	0.31 - 0.50	100	98	94	88	80	60	50	39	33
			M-4	0.5 - 0.93	100	100	100	99	99	99	95	90	85
			M-5	De 0.93 m en adelante	Manto Rocoso								
S-3	0+800	Derecho	M-1	0 - 0.21	100	100	93	80	74	60	51	38	28
			M-2	0.21 - 0.40	100	91	88	82	78	71	60	50	36
			M-3	0.4 - 1.05	100	100	98	96	95	86	82	73	64
			M-4	De 1.05m en adelante	Manto Rocoso								
S-4	1+200	Izquierdo	M-1	0 - 0.92	100	89	79	71	66	57	49	35	23
			M-2	De 0.92m en adelante	Manto Rocoso								
S-5	1+600	Derecho	M-1	0 - 1.17	100	97	97	94	89	77	67	44	25
			M-2	1.17 - 1.50	92	89	89	88	87	81	71	46	28
S-6	2+000	Izquierdo	M-1	0 - 0.18	100	100	96	89	84	71	58	43	32
			M-2	0.18 - 0.95	100	100	100	99	99	99	95	90	85
			M-3	0.95 - 1.50	100	100	100	100	100	100	99	96	91
S-7	2+400	Derecho	M-1	0 - 0.30	100	91	84	66	58	42	34	26	19
			M-2	De 0.30m en adelante	Manto Rocoso								
S-8	2+800	Izquierdo	M-1	0 - 0.41	100	85	70	55	47	33	25	18	14
			M-2	0.41 - 1.50	100	100	87	83	80	64	56	47	40
S-9	3+100	Derecho	M-1	0 - 0.88	100	96	96	90	87	78	72	58	45
			M-2	0.88 - 1.50	100	100	100	100	99	95	90	77	63

Fuente: Propia

3.2.2. 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 3.3.

3.2.3. 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 3.3: 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	31	20	11	A-2-6 (0)	GC
			M-2	0.38 - 0.80	40	20	20	A-2-6 (0)	GC
			M-3	0.8 - 1.50	38	19	19	A-2-6 (0)	SW-SC
S-2	0+400	Izquierdo	M-1	0 - 0.18	26	20	7	A-2-4 (0)	GC-GM
			M-2	0.18 - 0.31	34	18	15	A-6 (2)	GC
			M-3	0.31 - 0.50	40	25	15	A-2-6 (1)	GC
			M-4	0.5 - 0.93	75	28	48	A-7-6 (45)	CH
			M-5	De 0.93 m en adelante	Manto Rocoso				
S-3	0+800	Derecho	M-1	0 - 0.21	30	19	11	A-2-6 (0)	GC
			M-2	0.21 - 0.40	35	15	20	A-6 (2)	GC
			M-3	0.4 - 1.05	48	27	21	A-7-6 (12)	CL

			M-4	De 1.05m en adelante	Manto Rocoso				
S-4	1+200	Izquierdo	M-1	0 - 0.92	33	21	11	A-2-6 (0)	GC
			M-2	De 0.92m en adelante	Manto Rocoso				
S-5	1+600	Derecho	M-1	0 - 1.17	32	15	17	A-2-6 (1)	GC
			M-2	1.17 - 1.50	40	26	13	A-2-6 (0)	GM
S-6	2+000	Izquierdo	M-1	0 - 0.18	35	14	21	A-2-6 (2)	GC
			M-2	0.18 - 0.95	75	28	48	A-7-6 (45)	CH
			M-3	0.95 - 1.50	58	28	30	A-7-6 (31)	CH
S-7	2+400	Derecho	M-1	0 - 0.30	33	18	16	A-2-6 (0)	GC
			M-2	De 0.30m en adelante	Manto Rocoso				
S-8	2+800	Izquierdo	M-1	0 - 0.41	43	23	20	A-2-7 (0)	GC-SC
			M-2	0.41 - 1.50	62	25	37	A-7-6 (8)	GC
S-9	3+100	Derecho	M-1	0 - 0.88	54	22	32	A-7-6 (9)	GC
			M-2	0.88 - 1.50	57	19	38	A-7-6 (22)	CH

Fuente: Propia.

La clasificación de las muestras se ven representadas en el perfil estratigráfico mostrado en el anexo 10, página VII.

3.2.4. 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 modificado, 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.[2]

Se realizó el ensaye de próctor modificado 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 Anexo 11 y 12, página VIII), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3.4: 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

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5. 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 3.4. 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 resultados, en el caso del suelo A-2-6 el CBR es 24%, en cambio con el (A-7-6) el CBR es 1.38%, como se muestra en los Anexos 13 y 14, página IX.

[2] (AASHTO , 93)

3.2.5.1. 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 resultados 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 del 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 3.5.[3]

Tabla 3.5: 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 es de 166,918 por tanto el valor percentil a utilizar corresponde a 75%.

Para encontrar el valor CBR de diseño de los diferentes tipos de suelo encontrado en la línea que servirá como sub-rasante se realizó el siguiente procedimiento:

[3] (Fonseca, 2001)

Se eligió un nivel de sub-rasante de 0.30 m resultando el suelo predominante en cada uno de los sondeos (Ver Anexo 10, página VII), para encontrar el valor del CBR de diseño para la sub-rasante, tal como se muestra en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: Valores de CBR Predominantes.

Sondeo	Tipo de Suelo	CBR
1	A-2-6	24
2	A-2-6	24
3	A-7-6	1.38
4	A-2-6	24
5	A-2-6	24
6	A-7-6	1.38
7	A-2-6	24
8	A-7-6	1.38
9	A-7-6	1.38

Los valores CBR de la tabla 3.6 se ordenan de menor a mayor y se determina el número y el porcentaje de valores iguales o mayores de cada uno. Ver tabla 3.7.

Tabla 3.7: 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: Propia

Con los valores CBR y porcentaje de valores se dibuja un gráfico donde se determina el CBR de diseño para sub-rasante, mostrado en el anexo 15, página X.

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

3.3. Módulo Resiliente de la Sub-rasante

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 3.8: Ecuaciones de Correlación CBR y Mr**.**

Valores de C.B.R	Consideración
CBR. < 10 %	Mr =1500*CBR
CBR. > 10 %	Mr = 4326*Ln(CBR)+241

Fuente: Manual C.A para diseño de pavimento.

Como el CBR de la sub-rasante nos resultó de 14.1% utilizamos la segunda consideración.

Mr = 4,326*Ln(CBR)+241

Mr = 4,326*Ln(14.1)+241

Mr = 11,688 PSI

El módulo de resiliencia para la sub-rasante considerando un valor de capacidad soporte (CBR) de diseño 14.1 % será de 11,688 PSI.

Según los resultados obtenidos de los ensayes de la línea del camino el suelo no cumple con las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC–2000) mostrado en la tabla 3.9, por lo tanto se procedió a realizar los ensayes respectivos al banco de materiales.

Tabla 3.9: 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.

3.4. Ensayes realizados al Banco de Materiales.

Se realizaron los ensayes descritos anteriormente (Granulometría, Límites de Atterberg) y 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 3.10.

El ensaye de próctor para el banco de préstamo se determinó por el método próctor modificado, obteniendo la humedad óptima y densidad máxima del material (Ver Anexo 16, página X), los resultados se pueden apreciar en la tabla 3.10

El ensaye de CBR para el banco de materiales con suelo (A-2-6) al 95% es de 80.1% (Ver Anexo 17, página XI), el cual cumple las condiciones establecidas según las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes (NIC–2000) mostrada en la tabla 3.9.

Tabla 3.10: Resultados del banco de materiales.

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

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO 4

Diseño de Pavimento



4. 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 (280 MPa).

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:

4.1. 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 166,918.

Es importante destacar que los espesores mínimos para bases granulares en función de los ESAL se indican en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: 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.

4.2. 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 2001 recomienda 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 4.2 y una desviación **Zr** de **-0.841** en función del porcentaje de confiabilidad (Ver tabla 4.3).

Tabla 4.2: Niveles de Confiabilidad R en función del tipo de carretera.

Tipo de Carretera	Niveles de Confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85-99.9	80-99.9
Troncales	80-95	75-95
Colectoras	50-80	50-80

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras Regionales, SIECA 2001.

Tabla 4.3: 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.

4.3. Desviación estándar

Aplicada en este modelo, se identifica como la variación en la predicción del comportamiento de los niveles de servicio del tránsito teniendo en cuenta los errores en la predicción del mismo.

Para la estimación de la deviación estándar, la AASHTO ha dispuesto ciertos valores que fueron desarrollados a partir de un análisis de varianza que existía en el Road Test y en base a predicciones futuras del tránsito.

Tabla 4.4: 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.

4.4. 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 4.5.

Tabla 4.5: 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.

4.5. Coeficiente de drenaje

Es un hecho bien conocido que la presencia del agua es un factor primordial que se debe tener en cuenta en el diseño de pavimentos. Los modelos clásicos de diseño toman en consideración los parámetros de resistencia de los paquetes estructurales en base a la saturación.

La AASHTO 93 recomienda ciertos coeficientes de drenajes que son usados para los cálculos en la estimación de los espesores de los miembros de los paquetes estructurales, la forma de consideración de los coeficientes se demuestran en la tabla 4.6.

La calidad del drenaje es expresado en la fórmula del numero estructural, por medio del coeficiente de drenaje es de **m_i = 1.**

Tabla 4.6: Capacidad del drenaje para remover la humedad.

Capacidad del Drenaje para remover la Humedad				
Calidad de drenaje	**Aguas removidas en:**			
	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	
Malo	No drena		Mayor a 15 horas	
Calidad del drenaje	**P = % del tiempo 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 – 130	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	1.15 – 1.05	0.80 – 0.60	0.60
Malo	1.15 – 1.05	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

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

4.6. Coeficientes de capa

El método asigna a cada capa del pavimento un coeficiente (a_n), los cuales son requeridos para el diseño estructural normal de los pavimentos. Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales a números estructurales SN. Estos están representados con la siguiente simbología:

a_1: Para la carpeta de rodamiento
a_2: Para la base
a_3: Para la sub-base.

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.

La determinación del coeficiente estructural a_2 se realizó en base a la aplicación del nomograma para base granular proporcionado por la Guía para diseño de estructura de pavimento (AASHTO 1993) mostrado en el anexo 18, página XII.

El valor de CBR usado para el cálculo de la Base es igual a **80.1%** que corresponde al Banco de Préstamo San Francisco; de acuerdo a la línea trazada en el nomograma se obtuvo en la escala izquierda un coeficiente estructural de **a_2 = 0.13** y en la escala derecha un módulo resiliente para base granular de **Mr = 29,100 PSI.**

Para determinar el a_3, se hizo uso del nomograma para la capa sub-base mostrado en el anexo 19, página XIII, al trazar la línea sobre el valor CBR de 80.1%, nos da como resultado que **a_3 = 0.13** y un módulo resiliente para sub-base de **Mr = 19,500 PSI.**

Se utilizó el mismo valor de CBR de 80.1% para base y sub-base debido que solamente se obtuvo un banco de préstamo.

4.7. Número Estructural

También conocido como valor de soporte de suelo, es un número asignado para poder representar la capacidad de soporte de un pavimento. Este número indica la cantidad de espesores o capas que requiere un pavimento para soportar las cargas a las que será sometido durante su vida útil. Para cada capa se consideran coeficientes relativos que dependen del material que las conforman, por lo tanto podemos decir que el pavimento tendrá mayor capacidad de soporte mientras mayor sea el número estructural y viceversa. El número estructural (SN) se puede expresar por medio de la siguiente ecuación:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3 \qquad \text{Ec. 4.1}$$

La determinación de este valor también se puede encontrar haciendo uso de ábacos, la única diferencia radica en la precisión. Siendo el nomograma más rápido pero de poca precisión.[4]

A continuación se muestran los valores de las variables para el diseño ya conocidas:

[4] (AASHTO , 93)

Tabla 4.7: Resumen de variables utilizadas para el diseño de la estructura de adoquinado del tramo en estudio.

Factores	Valores Utilizados
ESAL de diseño	166,918
Confiabilidad	80 %
Valor desviador (Z_R)	-0.841
Desviación Estándar (S_o)	0.45
Serviciabilidad (P_o)	4.2
Serviciabilidad (P_t)	2
ΔPSI	2.2
Coeficiente, Drenaje, (m_i)	1
Coeficiente de Capa, Carpeta de Rodamiento (a_1)	0.45
Coeficiente de Capa, base (a_2)	0.13
Coeficiente de Capa, sub-base (a_3)	0.135

Fuente: Propia.

4.8. Cálculo de Espesores

Para el cálculo de SN se utilizó el Ábaco establecido por la Guía para diseño de estructura de pavimento (AASHTO 1993), obteniendo un SN para la sub-rasante de **2.2** (Ver Anexo 20, página XIV).

Para determinar que el valor SN asumido es correcto se hace la igualación de la ecuación de diseño de la AASHTO 93 donde se obtiene que:

$$\text{Log}_{10}\, Wt18 = Z_R * S_O + 9.36 * \text{Log}_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right]}{0.4 \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \text{Log}_{10} M_r - 8.07 \qquad \text{Ec. 4.2}$$

$$\text{Log}_{10}\, 166{,}918 = -0.841 * 0.45 + 9.36 * \text{Log}_{10}(2.2+1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10}\left[\frac{2.2}{4.2-1.5}\right]}{0.4 \frac{1094}{(2.2+1)^{5.19}}} + 2.32 * \text{Log}_{10} 11{,}688 - 8.07$$

$$5 = 5 \quad \textbf{Cumple}$$

Este resultado indica que el número estructural (SN) es satisfactorio, por tanto, se utilizó este dato para determinar los espesores de pavimento.

Con los valores de los coeficientes encontrados a_1, a_2, a_3, y el coeficiente de drenaje para base y sub-base, y el módulo de resiliencia, se procedió al cálculo de $\mathbf{SN_{2(Sub\text{-}Base)} = 1.90}$ utilizando el ábaco mostrado en el anexo 20, página XIV.

Luego se calcularon los espesores de cada capa como se muestra a continuación:

El espesor D_1 para nuestro caso está definido, debido que utilizará adoquín como carpeta de rodamiento, por lo tanto D_1 será de 4 pulgadas.

$$D_1 = \mathbf{4\ Pulgadas}$$

Se recalcula el número correspondiente a la capa de la siguiente forma:

$$SN_1 = a_1 * D_1 = 0.45 * 4 = \mathbf{1.80}$$

Teniendo en cuenta que es conocido el valor de SN_1, entonces el valor del coeficiente estructural de la base se obtiene de la siguiente manera:

$$D_2 = \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 * m_2} = \frac{1.90 - 1.80}{0.13 * 1} = \mathbf{0.77\ Pulgadas}$$

Atendiendo la recomendación de la Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento, AASHTO 93, se adopta el espesor mínimo para base granular mostrado en la tabla 4.1, siendo $\mathbf{D_2 = 4\ pulgadas}$ y se recalcula el número estructural.

$$SN_2 = a_2 * m_2 * D_2 = 0.13*1*4 = \mathbf{0.52}$$

Finalmente para la sub-base se ingresa con el MR que corresponde a la sub-rasante y se obtiene SN_3 = SN para todo el paquete estructural ya calculado, por tanto el espesor será:

$$D_3 \geq \frac{SN-(SN_1+SN_2)}{a_3*m_3} = \frac{2.2 - (1.80+ 0.52)}{0.13 * 1} = \mathbf{- 0.92\ Pulgadas}$$

Como el espesor de la sub-base nos resulta negativo, quiere decir que no se empleará sub-base en la estructura de pavimento.

Como verificación:

$$SN_1 + SN_2 \geq SN$$

$$1.80 + 0.52 \geq 2.2$$

$$2.32 \geq 2.2 \quad \textbf{Cumple}$$

Para comparar y comprobar los resultados obtenidos en los cálculos anteriores, se determinaron los espesores de las diferentes capas de pavimento utilizando el programa "Pavement Design & Analysis Life – Cicle Cost Analysis", creado por Thomas P. Harman M.S. C.E, que está basado en la Guía para el Diseño de Estructura de Pavimento de la AASHTO ya que resulta una herramienta útil que agiliza y facilita los cálculos para el diseño. Al introducir los datos de la tabla 4.7 en el software se obtuvieron los resultados que se detallan en el Anexo 21 y 22, página XV, en los cuales podemos apreciar que los resultados cumplen con el SN requerido y se obtuvo un resultado de:

$$\mathbf{SN_{req} = 1.80}$$

SN Calculado > SN Requerido

2.2 > 1.99 **Cumple**

Los resultados obtenidos para el cálculo de los espesores son los siguientes:

Tabla 4.8: Espesores de la estructura de pavimento con Adoquín para el tramo de carretera La Caña-San Francisco.

Capa	Espesor	
	Pulgadas	**Centímetros**
Carpeta de rodamiento (Adoquín)	**4**	**10**
Capa de Arena	**2**	**5**
Base granular	**4**	**10**

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 5

Diseño Geométrico



5. DISEÑO GEOMÉTRICO VIAL

Para la elaboración del diseño se adoptarán las especificaciones de la "A Policy on Geometric Design of Highways and Street" (Normas sobre diseño de carreteras y vías urbanas) publicada por la AASHTO y los requerimientos del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) de Nicaragua.

Las normas de diseño se definen con los criterios aportados por el dueño, los cuales se basan en los requerimientos decretados por el MTI para los diseños de caminos vecinales de segundo orden; junto a las normas de la AASHTO.

Con los criterios del MTI se definirán los parámetros tal como; distancia entre ejes, coeficiente de fricción longitudinal, radio de curvatura máximo, pendiente transversal, pendiente del hombro, pendiente longitudinal máxima, sobre-ancho máximo, distancia de visibilidad de parada y rebase; en función de la velocidad de diseño.

Referente al diseño horizontal, se definirá directamente de acuerdo a la topografía que mayor se ajuste a una condición, como en el caso de las curvas horizontales. El diseño estará en función de una externa y la longitud de la tangente.

Tabla 5.1: Parámetros de diseño usadas en el proyecto.

Parámetros	**Tipo de Camino**
	Colectora Rural
Ancho de corona	5.7
Ancho de Calzada.	5.4
Pendiente Máxima.	17%
Velocidad de Diseño.	40 Km/h
Visibilidad de Parada.	45 m

Sobre-ancho en curvas.	Variable, según sea el caso.
Peralte Máximo	10 %
Longitud de transición	Variables, según sea el caso.
Bombeo	3.0 %

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

5.1. Alineamiento Horizontal

Se considera como la proyección sobre un plano horizontal del eje de la sub-corona del camino. Parte de los elementos que lo integran son:

5.1.1. La tangente

Es la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de dos tangentes se le denomina PI.

5.1.2. Curvas circulares

La curva circular es un arco de influencia que se emplea en las obras longitudinales, para lograr un cambio gradual en la dirección de las tangentes y que al mismo tiempo sirven de unión entre las mismas.

Para lograr un cambio gradual de dirección entre los tramos rectos del eje del proyecto longitudinal se emplean distintos tipos de curvas de enlace horizontal, las que se clasifican de la siguiente manera:

5.1.2.1. Curvas Circulares Simples

Las curvas circulares simples, están formadas por solo un arco de circunferencia, es decir, un segmento de circunferencia que sirve de acuerdo entre dos alineaciones.

5.1.2.2. Curvas Circulares Compuestas

Las curvas compuestas, se forman con la combinación de dos o más arcos de circunferencia, uno a continuación de otro. Los radios de cada curva son

diferentes y con tangentes comunes en el punto de unión. Los centros de curva están ubicados, a un mismo lado del ángulo de Deflexión Δ. Al punto de unión se le conoce como punto de curva compuesta PCC. Las curvas compuestas pueden ser útiles en muchos casos, porque facilitarían la adopción de la curva a la topografía del terreno; pero cuando se cambia bruscamente de radio de una a otra, constituye una incomodidad por el manejo y muchas veces son peligrosas.

5.1.2.3. Curvas Inversas o Reversa

Son aquellas compuestas por dos curvas circulares, de sentido contrario o continuo y con tangente comunes en el punto, compuestas por dos uniones.

En la práctica no pueden estar continuas, desde luego que la distancia mínima del punto de la primera al punto de la segunda será cuando menos igual a la suma de las transiciones de ambas curvas. Este sería el mínimo que se dejará entre curvas inversas, aunque es preferible que haya además un tramo de tangente intermedia.

5.1.2.4. Cálculos empleados en el diseño de curvas circulares

Para el diseño de las curvas primeramente se deben tener los siguientes datos:

- Velocidad de diseño.
- Tasa de sobre elevación o peralte.
- Factor de fricción lateral.

Para luego calcular los elementos a continuación:

- Cálculo del radio de curvatura.

$$R = \frac{V^2}{127(e+f)} \qquad Ec.5.1$$

Dónde:

R: Radio de curva (metros).

E: Tasa de sobre elevación en fracción decimal.

f: Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V: Velocidad de diseño (km/h).

- Cálculo del grado de curvatura

$$D_{20} = \frac{1145.92}{R} \qquad Ec. 5.2$$

Dónde:

D_{20}: grado de curvatura

R: Radio de curva (metros)

- Cálculo de peralte de diseño.

$$e_D = e_{máx} - e_{máx} * \left(\frac{G_{máx} - G_D}{G_{máx}}\right)^2 \qquad Ec. 5.3$$

- Cálculo de la tangente:

$$T = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) \qquad Ec. 5.4$$

- Cálculo de la cuerda o desarrollo de la curva.

$$D = \frac{20\Delta}{G_D} \qquad \text{Ec. } 5.5$$

- Cálculo de las estaciones.

PC = PI – T Ec. 5.6

PT = PC + D Ec. 5.7

5.1.3. Desarrollo del peralte

Una vez calculado el valor del peralte o sobre-elevación que deberá tener la curva circular es necesario proporcionarlo de forma gradual; es decir, convertir la forma de la sección transversal de la calzada bombeada del centro hacia los bordes, en una sección con la inclinación única del peralte del borde exterior hacia el interior de la curva.

Existen tres formas de proporcionar el peralte a la curva, los cuales son:

- Desarrollo del peralte por el eje de la vía.
- Desarrollo del peralte por el borde interior.
- Desarrollo del peralte por el borde exterior.

5.1.3.1. Cálculos empleados en el diseño del peralte.

Para el diseño del peralte se deben tener los siguientes datos:

- Ancho de la calzada. (a)
- Bombeo de la calzada (b)
- Pendiente relativa (m) ;

Cálculo de la Longitud de transición

De las especificaciones generales para proyectos geométricos de caminos de penetración de Nicaragua, se tiene:

$$LT = m * \frac{a}{2} * e_D \qquad Ec. 5.8$$

Dónde:

a: es el ancho de la calzada.

e_D: es el peralte de diseño.

m: es la pendiente relativa → $m = 1.5625 * V_D + 75$

Nota: si el resultado no fuera un número entero, entonces el valor se redondea a un número mayor que sea múltiplo de 20.

Cálculo de la transición del bombeo

$$N = \frac{LT * b}{e_D} \qquad Ec. 5.9$$

Dónde:

LT: longitud de transición.

b: bombeo

e_D: peralte de diseño

Cálculo de los estacionamientos

Estacionamientos de una curva circular.

- Estaciones de entrada a la curva circular:

$EST_{N1} = EST_{PC} – LT – N$ Ec. 5.10

$EST_{ET} = EST_{PC} – LT$

$EST_{N2} = EST_{ET} + N$

$EST_D = EST_{PC}$

- Estaciones de salida a la curva circular:

$EST_{D'} = EST_{PT}$ Ec. 5.11

$EST_{N3} = EST_{TT} – N$

$EST_{TT} = EST_{PT} + LT$

$EST_{N4} = EST_{TT} + N$

Este análisis depende del tipo de desarrollo de peralte que se haga en la curva. Basándose en el comportamiento del tipo de desarrollo del peralte en la curva es que se calculan las elevaciones en función de la rasante para la transición del bombeo y peralte.

5.1.4. Diseño del sobre-ancho.

Como se explicó anteriormente, el sobre-ancho es la anchura adicional a la calzada respecto al ancho en la tangente para proporcionar la misma separación entre vehículos en las curvas que en las tangentes.

Para el diseño del sobre-ancho se tomaron las siguientes normas emitidas por El Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras según la AASTHO:

- Para fines de proyecto no se consideran los sobre-anchos que resulten menores de 20 cm, si el sobre-ancho resultase mayor deberá redondearse al decímetro superior.
- No es necesario ampliar la vía si los carriles tienen un ancho de 3.50 m o más.
- Es posible no considerar la ampliación, cuando el radio de la curva es mayor de 300 m.
- El sobe-ancho de la calzada en las curvas se da en lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada.

Según las Especificaciones Generales para proyectos Geométricos de Caminos de Penetración de Nicaragua, el sobre-ancho se calcula de la siguiente manera:

Datos conocidos:

- Velocidad de diseño (V_D): Tomado de los criterios de diseño del MTI para caminos departamentales de segundo grado.
- Radio de la curva (R): Calculado en el Diseño Geométrico, según AASTHO.

- Longitud entre eje delantero y trasero del vehículo tipo del diseño. (L) Tomado del manual de proyecto geométrico para carreteras, según AASTHO.
- Número de carriles. (n). Tomado del diseño geométrico, criterios del MTI.

Cálculo del sobre-ancho según las Especificaciones Generales para proyectos Geométricos de Caminos de Penetración de Nicaragua.

$$W = n\left(R - \sqrt{R^2 - L^2}\right) + \frac{V_D}{10 * \sqrt{R}} \qquad Ec. 5.12$$

Nota: se redondea valor a un decimal entero.

Dónde:

W: sobre-ancho.

n: número de carriles.

R: radio de la curva.

L: longitud entre eje delantero y trasero del vehículo tipo.

V_D: velocidad de diseño.

Cálculo del sobre-ancho para las distintas estaciones.

$$W_i = \frac{W}{LT} * arco \qquad Ec.\ 5.13$$

Dónde:

W_i: sobre-ancho para estaciones.

W: sobre-ancho de diseño.

LT: longitud de transición.

arco: distancia entre estaciones.

5.2. Alineamiento Vertical

El alineamiento vertical de una carretera está ligado estrechamente y depende de la configuración topográfica del terreno donde se localice la obra. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificándose las subidas o pendientes ascendentes con un signo positivo (+), y las bajadas con signo negativo (-), expresadas usualmente en porcentajes. Aparte de consideraciones estéticas, costos de construcción, comodidad y economía en los costos de operación de los vehículos, siempre deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Visibilidad y accidentalidad.
- Composición del tránsito.
- Relación entre la velocidad y sus engranajes de cambio en la operación del vehículo.

Idealmente se desea que los vehículos operen en el cambio más alto en el alineamiento vertical, sin necesidad de cambiar hasta la detención; pero por consideraciones económicas se aceptan pendientes mayores a las ideales. La tabla 5.1 contiene una clasificación de las pendientes en los terrenos naturales donde se localizan las carreteras.

Tabla 5.1: Clasificación de los Terrenos en función de las Pendientes Naturales.

Tipo de Terreno	Rango d Pendientes (%)
Llano o Plano	G ≤ 5
Ondulado	5 > G ≤ 15
Montañoso	15 > G ≥3 0

Fuente: SIECA 2004

La AASHTO identifica las tres categorías generales de terreno del cuadro anterior, en la forma que se describe seguidamente:

Terreno plano: es aquel en el cual se dan condiciones topográficas favorables para los levantamientos de campo, el diseño horizontal y vertical, la construcción y reconstrucción de las obras viales, facilitándose el mantenimiento y la segura, cómoda y económica operación de los vehículos.

El **Terreno ondulado:** presenta frecuentes pendientes de subida y bajada y, ocasionalmente, ofrece algunas dificultades y restricciones en el alineamiento horizontal y vertical de las carreteras.

El último tipo se identifica como terreno montañoso, el cual ofrece dificultades y altos costos en la construcción por la frecuencia de cortes y rellenos, que se requieren para lograr alineamientos horizontales y verticales aceptables. Las pendientes longitudinales y transversales son frecuentes en este tipo de terreno.

Tabla 5.2: Pendientes Máximas y Mínimas por Tipo de Carreteras

Clasificación Funcional	Tipo de Terreno	Velocidad de Diseño (Km/h) y Pendiente Máxima (%)						Pendiente Mínima (%)
		32	48	64	80	96	112	
AR Autopistas Regionales	Plano	-	-	-	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	-	5	4	4	
	Montañoso	-	-	-	6	6	5	
TS Troncales Suburbanas	Plano	-	8	7	6	5	-	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	9	8	7	6	-	
	Montañoso	-	11	10	9	8	-	
TR Troncales Rurales	Plano	-	-	5	4	3	3	0.5 con predominio del drenaje
	Ondulado	-	-	6	5	4	4	
	Montañoso	-	-	8	7	6	5	
CS Colectoras Suburbanas	Plano	9	9	9	7	6	5	0.3 – 0.5
	Ondulado	12	11	10	8	7	6	
	Montañoso	14	12	12	10	9	7	
CR Colectoras Rurales	Plano	-	7	7	6	5	-	0.5
	Ondulado	11	10	9	8	6	-	
	Montañoso	16	14	12	10	-	-	

Fuente: SIECA 2004

Distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño. De aplicación sencilla, las curvas verticales deben contribuir a la estética del trazado, ser confortables en su operación y facilitar las operaciones de drenaje de la carretera.

La configuración parabólica de estas curvas es la más frecuentemente utilizada.

5.2.1. Diseño de Curvas Verticales en Cresta o Convexa.

Existen dos condiciones para diseñar este tipo de curvas: La primera considera que la longitud de la curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S) y la segunda se presenta cuando L es menor que S. En el primer caso se aplica la siguiente expresión para calcular la longitud mínima (L) de curva vertical:

$$L = \frac{GS^2}{200\left(\sqrt{h_1}\sqrt{h_2}\right)^2} \qquad Ec.\ 5.14$$

Donde,

G = Diferencia algebraica de pendientes (%)

S = Distancia de visibilidad

h_1 = Altura del ojo del conductor

h_2 = Altura del objeto

Reemplazando en esta fórmula la altura del ojo del conductor h_1 = 1.07 metros y del objeto h_2 = 0.15metros, la ecuación para diseño es la siguiente:

$$L = \frac{GS^2}{404} \qquad Ec.5.15$$

Cuando L es menor que S, la expresión matemática es la siguiente:

$$L = \frac{2S - 404}{G} \qquad Ec. 5.16$$

La longitud de la curva vertical utilizando el factor K es:

$$L = K * G \qquad Ec. 5.17$$

Cuando se utiliza la distancia de visibilidad de adelantamiento como criterio de control para el diseño, las longitudes de las curvas verticales en cresta resultan mayores que las calculadas utilizando las expresiones arriba indicadas, lo que hace pensar que diseñar para estas longitudes, conduce a una considerable elevación de los costos de construcción; además, que para recomendar estas distancias, debe haber una combinación favorable entre topografía del terreno, seguridad y volúmenes de tránsito, que dé como resultado su plena justificación.

De igual manera que el caso anterior, existen dos consideraciones a tomar en cuenta cuando se usa la distancia de visibilidad de adelantamiento; la primera se presenta cuando la longitud de curva (L) es mayor que la distancia de visibilidad (S), entonces se utiliza la siguiente fórmula:

$$L = \frac{GS^2}{946} \qquad Ec.\ 5.18$$

La diferencia estriba en que la altura del objeto es de 1.30 metros en vez de 0.15 metros.

Cuando la longitud de curva (L) es menor que la distancia de visibilidad de adelantamiento (S); la expresión que se usa es la que sigue:

$$L = \frac{2\,S - 946}{G} \qquad Ec. 5.19$$

Todos los términos de estas expresiones tienen igual significado que los anteriores.

Las distancias mínimas de visibilidad para adelantamiento y de visibilidad de parada se han utilizado para preparar la Tabla 4.3, que presenta los valores de K para el cálculo de las longitudes de curvas verticales en cresta para diferentes velocidades de diseño.

Tabla 4.3: Controles de Diseño de Curvas Verticales en Cresta Basados en las distancias de visibilidad de parada y de adelantamiento

Velocidad de Diseño (Km/h)	Velocidad de Marcha (Km/h)	Distancia de Parada para Diseño (m)	Tasa de curvatura vertical K, longitud (m) por % de G*	Distancia mínima de adelantamiento para Diseño (m)*	Tasa de curvatura vertical, K, longitud (m) por % de G*
30	30 - 30	30 – 30	3 – 3	217	50
40	40 - 40	45 -45	5 – 5	285	90
50	47 – 50	60 - 65	9 – 10	345	130
60	55 – 60	75 - 85	14 – 18	407	180
70	67 -70	95 - 110	22 – 31	482	250
80	70 - 80	115- 140	23 -49	541	310
90	77 - 90	130 - 170	43 – 71	605	390
100	85 -100	160 - 205	62 – 105	670	480
110	91 - 110	180 - 245	80 - 151	728	590

Fuente: SIECA 2004.

* Valores redondeados

5.2.2. Diseño de Curvas en Columpios o Cóncavas

Se han identificado los siguientes cuatro criterios para usarse en el cálculo de las longitudes de curvas en columpios.

- El primero se basa en la distancia iluminada por los faros delanteros del vehículo.

- La siguiente toma en cuenta básicamente una sensación subjetiva de comodidad en la conducción, cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical.
- El tercero considera requerimientos de drenaje.
- El último se basa en consideraciones estéticas.

Se presentan dos casos a considerar en el primer criterio, dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo es mayor o no que la longitud de la curva. Cuando la longitud de curva, L, es mayor que la distancia de visibilidad iluminada, S, se utiliza la fórmula que sigue:

$$L = \frac{GS^2}{(120 + 3.5S)} \qquad Ec. 5.20$$

Dónde:

L = Longitud mínima de curva vertical en columpio, m.

S= Distancia de visibilidad iluminada por los faros del vehículo, m.

G= Diferencia algebraica entre pendientes de la curva, %.

Cuando L es menor que S la fórmula utilizada es la siguiente:

$$L_{min=} \frac{2s - (120 + 3.5\ s)}{G} \qquad Ec. 5.21$$

Estos términos tienen igual significado que los anteriores. Se considera una altura de los faros de 0.6 metros y un ángulo de 1° de divergencia de los rayos de luz. En el desarrollo de las fórmulas de este criterio y para su aplicación en diseño, se recomienda utilizar los rangos de distancias de visibilidad de parada, que sean aproximadamente iguales a la distancia iluminada por los faros de los vehículos cuando viajan a la velocidad de diseño.

El segundo criterio basado en la comodidad, tiene su fundamento en la suspensión de la carrocería de los vehículos, el peso que mueve, la flexibilidad de las llantas, los tipos de asientos, entre otros. Se reconoce que la operación confortable de vehículos en curvas en columpio, se logra cuando la aceleración centrífuga alcanza 0.3m/seg², que incorporado a la fórmula de diseño, resulta:

$$L = \frac{GV^2}{395} \qquad Ec. 5.22$$

Siendo el significado de los componentes de esta ecuación iguales a los utilizados con anterioridad. Las longitudes de curvas calculadas utilizando este criterio equivalen al 50% de los correspondientes a la modalidad anterior. El tercer criterio persigue la satisfacción de las necesidades del drenaje en las curvas en columpio. Un criterio recomendado para el diseño consiste en dotar una pendiente de 0.3 por ciento dentro de los 15 metros del punto a nivel del terreno, sus resultados son muy similares a los obtenidos de la fórmula L= KG, cuando K= 51 y la velocidad de diseño es de 100 kilómetros por hora.

Hay que aclarar que las longitudes calculadas para efecto de drenaje son máximas hasta 100 kilómetros por hora y no mínimas, como en los demás criterio de diseño de curvas verticales. Después de 100 hasta 120 Kilómetros por hora, las longitudes son mínimas, al igual que los otros criterios.

Cuando se trata de tomar en cuenta aspectos de estética en estas curvas, existe la fórmula empírica L= 30G, siendo L la longitud mínima y G la diferencia algebraica de pendientes. Los resultados obtenidos son similares a los que corresponden al criterio de la distancia iluminada por los faros de vehículos para velocidades de 70 – 80 kilómetros por hora.

En atención a la diferencia de longitudes de curva que se obtienen aplicando los criterios mencionados, se recomienda diseñar curvas verticales en columpio

utilizando el primer criterio descrito, dando especial consideración al drenaje cuando K es mayor de 51.

A como se ha indicado en la descripción del primer criterio, la distancia de visibilidad de parada (Tabla 5.5) es la que controla la recomendación de longitudes mínimas para curvas en columpio, considerando valores menores y mayores de este parámetro. De igual manera en que fueron calculados los valores de diseño de las curvas en cresta, también es conveniente expresar los controles de diseño de las curvas en columpio en términos de K para todos los valores de G.

c. Criterios para el Diseño del Alineamiento Vertical

La AASHTO presenta algunos consejos valiosos en torno al diseño del alineamiento vertical, de donde cabe entresacar algunos por su relevancia para la práctica vial centroamericana:

- Las curvas verticales en columpio deben evitarse en secciones en corte, a menos que existan facilidades para las soluciones de drenaje.
- En pendientes largas, puede ser preferible colocar las pendientes mayores al pie de la pendiente y aliviarlas hacia el final o, alternativamente, intercalar pendientes suaves por cortas distancias para facilitar el ascenso.
- En tangente, deberían generalmente evitarse, particularmente en curvas en columpio donde la visión de la carretera puede ser desagradable al usuario.

Tabla 5.5: Controles de Diseño de Curvas Verticales en Columpio basados en la Distancia de Visibilidad de Parada, DVP.

Velocidad de Diseño (Km/h)	Velocidad de Marcha (Km/h)	Distancia de Parada para Diseño (m)	Coeficiente de Fricción	Valores DPV (m)		Factor K de diseño*
				Menores	Mayores	
30	30 - 30	30 – 30	0.40	30	30	4-4
40	40 - 40	45 -45	0.38	45	45	8-8
50	47 – 50	60 - 65	0.35	60	65	11-12
60	55 – 60	75 - 85	0.33	75	85	15-18
70	67 -70	95 - 110	0.31	95	110	20-25
80	70 - 80	115- 140	0.30	115	140	25-32
90	77 - 90	130 - 170	0.30	130	170	30-40
100	85 -100	160 - 205	0.29	160	205	37-51
110	91 - 110	180 - 245	0.28	180	245	43-62

Fuente: SIECA 2004

* Valores redondeados

- Los alineamientos ondulados, que involucran longitudes sustanciales de pendientes que generan momento, pueden ser indeseables en el caso de vehículos pesados que pueden incrementar excesivamente su velocidad, sobre todo cuando una pendiente positiva adelante no contribuye a la moderación de dicha velocidad.

- Hay que evitar el “efecto de montaña rusa”, que ocurre en alineamientos relativamente rectos, donde el perfil longitudinal de la rasante se ajusta a las suaves irregularidades de un terreno ligeramente ondulado.

Para el cálculo de las curvas horizontales y verticales se hizo uso del software Civil CAD 2013, tomando en cuenta los criterios antes mencionados, los resultados obtenidos se muestran en el juego de planos mostrados en la sección anexos, a partir de la página XXXI.

En el diseño horizontal, las curvas 13 y 15 no cumplen con los criterios del manual SIECA 2004, ya que sus radios son de 20 y 15 respectivamente estando éstas por debajo del mínimo, esto se debe a que en el terreno existen taludes de gran tamaño y caserillos que no ceden para hacer cumplir dicha norma. Por lo tanto se tomará la línea existente para el tramo.

En el alineamiento vertical se obtuvieron 31 curvas, donde 20 de ellas son en Cresta o Convexa y 11 son en columpio cóncavas, todas ellas cumplen con los criterios normados por el manual SIECA.

CAPÍTULO 6

Estudio Hidrológico e Hidráulico



6. ESTUDIO HIDRÁULICO E 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 dos alcantarillas de tubo de metal corrugado, una caja puente, badenes 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.

6.1. 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 para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales (PAST-DANIDA).

6.2. 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.

6.3. Métodos de Diseño

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

1. Estudio Hidrológico
2. Estudio Hidráulico

6.3.1. 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 para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales[5], el estudio hidrológico se ha dividido según el tamaño en: método para cuencas menores y cuencas medianas.

6.3.1.1. 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).

[5] (PAST-DANIDA I. E., 2004)

El método racional está representado por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C * I * A}{360} \quad Ec. 6.1$$

Dónde:

Q: Caudal (m^3/s).

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

A: Área de drenaje de la sub-cuenca (Hectárea).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

6.3.1.1.1. 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. Los valores se muestran en la tabla 6.1:

Tabla 6.1: Coeficiente de Escorrentía

Tipo de Superficie	**Periodo de Retorno en años**		
	2	**15**	**25**
Tierra Cultivada			
Plana 0-2%	0.31	0.38	0.40
Promedio, 2-7%	0.35	0.43	0.44
Pronunciada mayor 7%	0.39	0.46	0.48

Pasto/Matorral			
Plana 0-2%	0.25	0.32	0.34
Promedio, 2-7%	0.33	***0.40***	0.42
Pronunciada mayor 7%	***0.37***	**0.44**	0.46
Bosque			
Plana 0-2% 0.22	0.22	0.30	0.31
Promedio, 2-7%	0.31	0.38	0.40
Pronunciada, mayor 7%	0.35	0.43	0.45
Pantano	0.90	0.90	0.90

6.3.1.1.2. 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 el Anexo 23, 24 y 25, página XVI, XVII y XVIII.

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:

$$I = \frac{A}{(T_c + d)^b} \qquad Ec. 6.2$$

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).

El Tiempo de Concentración *Tc* puede calcularse usando el modelo de California Culverts que es esencialmente derivado de la ecuación de Kirpich.

$$Tc = 60 * \left(\frac{11.9 * L^3}{H}\right)^{0.385} \quad Ec. 6.3$$

Dónde:

L: Longitud del Cauce principal (millas).

H: Diferencia de elevación (pies).

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

6.3.1.2. Cuencas medianas mayores a 300 Hectáreas, Método del NRCS.

La estimación del caudal para cuencas medianas requiere de modelos hidrológicos un poco más complejos, en los cuales se simula el proceso de la formación de las crecidas que pasa por la determinación de la lluvia de diseño, separación de la escorrentía, es decir el agua que escurre superficialmente de la lluvia total y a partir de la lámina de agua la transformación en hidrogramas. Este proceso requiere de la combinación de varios métodos y los aquí presentados en su mayoría han sido desarrollados por el Natural Resources Conservation Services (NRCS) antes USSCS, perteneciente al Departamento de Agricultura de los Estados Unidos. El método comprende las siguientes fases:

6.3.1.2.1. Arreglo de la lluvia de diseño.

Se propone modelo de los bloques alternativos, en el que se selecciona el período de retorno de diseño y por lo tanto la curva IDF a usarse.

La intensidad para diferentes intervalos es decir para cada duración es leída de la curva IDF, cada intensidad es multiplicada por su duración, obteniéndose la altura de agua acumulada en ese tiempo. De la diferencia entre los valores de altura de agua de cada intervalo sucesivo, se obtiene el valor de la lluvia de cada intervalo. Posteriormente estos valores pueden reordenarse a criterio del diseñador.

Se han desarrollado los arreglos de lluvia de 1 hora para cuencas con tiempo de concentración menores a 1 hora y arreglos de lluvia de 2 horas para las cuencas con tiempos de concentración mayores a 1 hora. Se debe tomar en cuenta que D < 1/3Tc. D es la duración del intervalo.[6]

En la tabla 2-3 se presenta para cada estación pluviométrica los arreglos de lluvia para las duraciones de 1 hora y 2 horas (Ver Anexo 26, página XIX).

6.3.1.2.2. Separación de la escorrentía de la lluvia total.

El método propuesto en este estudio para separar la escorrentía de la lluvia total es el del U.S. Soil Conservation Service, ahora National Research Conservation Service (NRCS) mediante las siguientes relaciones:

$$Para \sum P \leq S \quad Entonces \quad \sum E = 0$$

$$Para \sum P \geq S, usar\ la\ Ecuación\ 5.5\ y\ S\ se\ obtiene:$$

$$\boldsymbol{S = 5.08 * \left(\frac{1000}{CN} - 10\right)} \qquad \boldsymbol{Ec. 6.4}$$

[6] (PAST-DANIDA I. E., 2004)

$$\sum E = \frac{(\sum P - S)^2}{\sum P + 4 * S} \qquad Ec. 6.5$$

$$E = \sum E_i - \sum E_{i-1} \qquad Ec. 6.6$$

Siendo:

ΣP: es la precipitación desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado (mm).

ΣE: es la lluvia efectiva o escorrentía acumulada provocada por ΣP (mm).

S: es el parámetro de umbral de la escorrentía que incluye la retención inicial y la infiltración (mm).

CN: Número de la curva que depende del tipo de suelo y la cubierta vegetal de la cuenca y depende también de las condiciones hidrológicas previas al aguacero que origina la escorrentía (adimensional).

La NRCS ha determinado la curva CN para diferentes tipos de cubierta vegetal, clases de suelo y para tres condiciones hidrológicas que preceden al aguacero de diseño. Basado en esta información, identificando los tipos de cubierta vegetal más comunes, estimando el tipo de suelo para las regiones en estudios y para una condición hidrológica pobre es decir el suelo se encuentra húmedo antes del aguacero de diseño, se elaboró la siguiente tabla del número de curva (CN):

Tabla 6.2: Estimación de la Curva CN

Tipo de Cubierta Vegetal	Tipo de suelo		Región 1	RAAS	RAAN
	B	C			
Pradera, Pastos Continuo	79	86	83	84	84
Arbustos	67	77	72	74	74
Bosque Ralo	73	82	78	79	79
Bosque espeso	66	77	72	73	73
Pantanos			90	90	90

Fuente: Ponds design Construction del (NRCS) Natural Resources Conservation Service, Agriculture Department US.

6.4. Cálculo Hidrológico para cada Estructura

6.4.1. 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 2013. (Ver anexos 27, 28, 29 y 30, página XX y XXI). En la tabla 6.3 se muestran los datos correspondientes para cada una de las estructuras a evaluar.

Tabla 6.3: Parámetros de la cuenca para cada estructura de drenaje

Tipo de Estructura	Área de la Cuenca	Longitud del Cauce	Elevación Superior (msnm)	Elevación Inferior (msnm)
Caja Puente	21.34 Km²	12.97 millas	1,339.000	587.610
Alcantarilla Nº1	1.75 Ha.	0.23 Km	665.790	639.290
Alcantarilla Nº1	5.45 Ha.	0.45 Km	697.711	665.681
Badén	23.76 Ha.	1.53 Km	1,011.000	575.654
Cunetas	0.03 Km²	780 m	679.450	591.036

Fuente: Propia

6.4.2. Cálculo del caudal de diseño para Caja Puente

Para este cálculo se utilizó el Método del NRCS, para Cuencas medianas mayores a 300 Hectáreas, ya que el área para dicha estructura es mayor a 300 Ha. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- **Definir los tipos de cobertura y su área dentro de la cuenca.**

Con ayuda de los planos de la zona se define aproximadamente el área o porcentaje del área total cubierta por cada uno de los tipos de cobertura considerada (Pastos, Arbustos, Bosque Ralo, Bosques espesos, y Áreas

Pantanosas). La suma de los porcentajes de tipo de cobertura debe ser igual al 100%.

Tabla 6.4: Tipos de Cobertura y su área dentro de la cuenca

Porcentaje del Área					Área en km²				
Pastos	Arbustos	Bosque Ralo	Bosque Espeso	Pantano	Pastos	Arbustos	Bosque Ralo	Bosque Espeso	Pantano
20%	40%	35%	5%	0%	4.27	8.54	7.47	1.07	0.00

Fuente: Propia.

- **Definir la curva CN ponderada de la cuenca.**

Para definir el número de la curva CN se utilizan los datos de la región 1 de la Tabla 6.2.

Para la definición del número de curva CN de la cuenca en estudio se multiplica el valor correspondiente de curva CN para cada tipo de cobertura en la zona en estudio, por el porcentaje del área de dicho tipo de cobertura o el área cubierta y se suma el resultado para todos los tipos de cobertura identificados. En la Tabla 6.5 se muestra el cálculo de la Curva CN ponderada de la cuenca en estudio utilizando los porcentajes de cobertura.

Tabla 6.5: Cálculo de la Curva CN ponderada de la cuenca en estudio utilizando los porcentajes de cobertura.

Pastos	Arbustos	Bosque Ralo	Bosque Espeso	Pantano	Pastos	Arbustos	Bosque Ralo	Bosque Espeso	Pantano	**CN Po.**
20%	40%	35%	5%	0%	16.60	28.80	27.30	3.60	0.00	**76.30**

Fuente: Propia.

- **Se calculó el valor de S con la ecuación 6.4, teniendo como resultado:**

S=15.78

- **Se calculó el Tiempo de Concentración con la ecuación 6.3 obteniendo el valor de:**

Tc = 85.8min

- **Cálculo de Escorrentía**

Debido a que Tc es mayor de 1 hora, seleccionamos el arreglo de lluvia mostrado en el anexo 26, página XIX, para dos horas y un período de retorno de 25 años para la estación de San Isidro, por ser la más próxima al tramo en estudio.

- Para calcular la Escorrentía Acumulada se utilizó la ecuación 5.5. y la escorrentía para cada intervalo se usó la ecuación 5.6.
- Definir Hidrogramas de cada intervalo

  - Calcular tiempo pico para cada intervalo

$$Tp = (0.5 * D) + (0.6 * Tc) Ec.\ \ 6.7$$

  - Calcular tiempo base para cada intervalo

$$Tb\ =\ 2.67\ * TpEc. 6.8$$

  - Calcular Caudal pico para cada intervalo

$$Q_p = 0.208 * E * \frac{A}{Tp} \quad Ec. 6.9$$

Tabla 6.6: Arreglo de Lluvia para un T = 25 años

Duración 2 horas		Lluvia Acumulada (P)	Escorrentía		Tiempo		Caudal Pico (*Qp*)
Intervalo en Horas			Acumulada (∑E)	Intervalo (E)	Pico (*Tp*)	Base (*Tb*)	
Inicial	Final	mm	mm	mm	horas	horas	m³/s
0.00	0.33	6.14	0.00	0.00	1.03	2.74	0.00
0.33	0.67	15.35	0.00	0.00	1.03	2.74	0.01
0.67	1.00	56.55	13.89	13.89	1.03	2.74	59.99
1.00	1.33	72.58	23.78	9.89	1.03	2.74	42.70
1.33	**1.67**	**77.17**	**26.87**	**3.09**	**1.03**	**2.74**	**13.34**
1.67	2.00	80.77	29.35	2.49	1.03	2.74	10.75

Fuente: Propia.

Obteniendo un Caudal pico o caudal de diseño, **Q_d = 13.34 m³/s.**

6.4.3. Cálculo del caudal de diseño para Alcantarillas, Badén y Cunetas

- El coeficiente de escorrentía se obtiene de la tabla 6.1.

- El tiempo de concentración se calculó mediante la ecuación 6.3.
  Nota: Para las cunetas el tiempo de concentración se calculó mediante la ecuación 6.10:

$$T_c = 0.0041\left(\frac{3.28 * L}{\sqrt{Sc}}\right)^{0.77} \quad Ec.6.10$$

- La intensidad de lluvia se calculó mediante la Ecuación 6.2 utilizando los valores de Curva Intensidad-Duración-Frecuencia proporcionados por la estación de San Isidro, como se muestra en el anexo 36, página XXII.

- El periodo de retorno se obtuvo de la Guía Hidráulica para el diseño de estructuras de drenaje en caminos rurales:
  - Para badenes es de 2 años
  - Para Alcantarillases de 15 años

- Se calculó mediante la ecuación 6.1 utilizando el método del caudal racional obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 6.7: Resultados del diseño hidrológico

Tipo de Estructura	Coeficiente de Escorrentía (C)	Tiempo de Concentración (Tc)	Intensidad (I)	Periodo de Retorno (T)	Caudal de Diseño (Qd)
Alcantarilla Nº1	0.40	5 Min.	179.74 mm/h	15 Años	0.35 m³/s
Alcantarilla Nº1	0.40	6.02 Min.	172.92 mm/h	15 Años	1.05 m³/s
Badén	0.37	8.98 Min.	107.88 mm/h	2 Años	2.63 m³/s
Cunetas	0.44	5 Min.	179.74 mm/h	15 Años	0.75 m³/s

Fuente: Propia.

6.5. Diseño Hidráulico de las Estructuras

Para el diseño de Caja Puente y alcantarillas se usó la Guía Hidráulica para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales (PAST-DANIDA), siguiendo los siguientes pasos:

1. Se propone el tipo y diámetro de la tubería (D) y el número de conductos.

Se calcula la altura total del agua (carga He), que corresponde a la altura (D) más cierta altura sobre la corona (0.45m), lo que correspondería a:

$$H_e = D + 0.45\ m \qquad Ec. 6.11$$

2. Con el valor estimado de He se calcula la relación He/D.

3. Se hace uso de los nomogramas desarrollados por la guía (Ver anexo 31 y 32, página XXII y XXIII), se ubica el valor He/D, se traza un línea recta hasta la escala del lado izquierdo que aparece el diámetro “D” y el valor que intercepta la línea en la escala del medio rotulada “Descarga Q en m³/s” que corresponde al caudal máximo en m³/s.

4. El valor de este caudal se multiplica por el número de conductos, si fuesen más de una, y el valor encontrado corresponde al caudal final.

5. Si el caudal máximo es mayor o igual al caudal de diseño ($Q_{máx.} \geq Q_d$), entonces la elección del diámetro y número de la tubería fue correcta, caso contrario se debe probar una nueva dimensión o cantidad de tubos.

Al realizar los cálculos se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 6.8: Resultados del diseño hidráulico

Tipo de Estructura	Carga He	Relación He/D	Caudal Máximo ($Q_{máx.}$)
Caja Puente	3.45 m	1.15	30.00 m³/s
Alcantarilla Nº1	1.21 m	1.60	1.10 m³/s
Alcantarilla Nº1	1.21 m	1.60	1.10 m³/s

Fuente: Propia.

Para el diseño de badenes se usó la Guía Hidráulica para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales (PAST-DANIDA), siguiendo los siguientes cálculos:

Cálculo del caudal el máximo que puede transportar el badén el cual se calcula mediante la ecuación de Manning (Ecuación 6.12) como un canal abierto triangular.

$$\boldsymbol{Q = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{n}} \qquad \boldsymbol{Ec.\,6.12}$$

Los parámetros[7]son los siguientes:

• Profundidad máxima y = 30 cm,

• Pendiente de los lados S = 0.08

• Pendiente del fondo del canal S0 = 0.02.

• Pendiente de los lados de la estructura (z) =1/0.08 = 12.5

• n=0.013 para concreto y 0.023 para mampostería

Cálculos:

Área (A): $A = z * y^2 \qquad Ec.6.13$

$A = 12.5 * (0.30m)^2 = 1.125\ m^2$

Perímetro mojado (P): $P = 2y(1 + z^2)^{\frac{1}{2}} \qquad Ec.6.14$

$P = 2 * 0.30[1 + (12.5)^2]^{\frac{1}{2}} = 7.52\ m$

[7] (PAST-DANIDA P. , 2005)

Radio Hidráulico (R):$R = \frac{A}{P}$ $Ec. 6.15$

$$R = \frac{1.125\ m^2}{7.52\ m} = 0.15\ m$$

Sustituyendo en la Ec. 6.12,

$$Q_{máx.} = \frac{(1.125\ m^2) * (0.15\ m)^{\frac{2}{3}} * (0.02)^{\frac{1}{2}}}{0.013}$$

$$\mathrm{Q_{máx.}} = 3.45 \mathrm{m^3/s}$$

Para el diseño de cunetas, el caudal se calcula por medio de la ecuación de U.S Department of Transportation-Federal Highway Administration, Drainage of Pavements (FHWA- 2001).

$$Q = \frac{K}{n} * S_x^{\frac{5}{3}} * S_L^{\frac{1}{2}} * T^{\frac{8}{3}} \qquad Ec. 6.16$$

Donde,

K= 0.376 para sistema métrico.

n= Coeficiente de Manning.

Q= Caudal, (m^3/s)

T= Distancia que se esparce el agua o espejo de agua. (m)

S_x = Pendiente transversal (m/m).

S_L = Pendiente Longitudinal (m/m).

Para calcular el espejo de Agua T, se despeja de la Ecuación 6.16, quedando de la siguiente manera:

$$T = \left(\frac{Q * n}{K * S_x^{\frac{5}{3}} * S_L^{\frac{1}{2}}} \right)^{3/8} \qquad Ec. 6.17$$

Al realizar los cálculos con la ecuación 6.17 y 6.16 se obtuvo:

T = 0.98 m

Q_d = 0.75 m^3/s

Posteriormente se determinó la profundidad del Flujo d mediante la ecuación 6.18:

$$d = T * S_x \qquad Ec. 6.18$$

$$d = 0.98\,m * 0.22 = 0.2156\,m$$

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

Tabla 6.9: Comprobación de Caudales.

Tipo de Estructura	Caudal de Diseño (Qd)	Caudal Máximo ($Q_{máx.}$)	Condición
Caja Puente	13.34 m³/s	30.00 m³/s	Se Acepta
Alcantarilla Nº1	0.35 m³/s	1.10 m³/s	Se Acepta
Alcantarilla Nº1	1.05 m³/s	1.10 m³/s	Se Acepta
Badén	2.63 m³/s	3.45 m³/s	Se Acepta
Cunetas	0.75 m³/s	0.75 m³/s	Se Acepta

Fuente: Propia.

De acuerdo a los resultados hemos llegado a la conclusión que, todas las estructuras de drenaje existentes tienen la capacidad hidráulica, por lo tanto se conservarán las mismas dimensiones, solamente se le dará mantenimiento a cada una de ellas (Ver Anexo 33, página XXIV).

Caja Puente = 3 m x 3 m (dos conductos)

Alcantarilla 1 = 30 Pulgadas

Alcantarilla 2 = 30 Pulgadas

Badén Estándar de 4 m x 6 m x 0.20 m

Cunetas Tipo “V” con T = 0.98 m y d = 0.22

Nota: Las cunetas y badenes que se encuentren deteriorados serán reconstruidos, en caso contrario se les dará mantenimiento como se habló anteriormente.

CAPÍTULO 7

Evaluación del Impacto Ambiental



7. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

El Estudio de Impacto Ambiental para el proyecto consiste en una descripción de la información base del medio ambiente físico, biológico y socioeconómico de la región donde se ubica el estudio.

Con el presente estudio se pretende identificar y realizar una valoración cualitativa de los posibles impactos generados por la puesta en marcha del proyecto, mediante la utilización del método Matriz de Leopold o Matriz de Importancia (Causa – Efecto) y proponer medidas de mitigación que minimicen los posibles impactos negativos que el mismo pueda generar.

Para la identificación y evaluación de impactos ambientales se hizo uso de la matriz causa efecto por tres razones fundamentales:

- Permite identificar fácilmente la relación entre la acción impactante y el medio.

- Como es un proyecto de carácter social posee una facilidad de presentación e interpretación de resultados.

- Nos brinda la libertad de analizar toda acción que se considera pueda causar daño en el medio.

7.1. Descripción de las Etapas del Proyecto

7.1.1. Remoción de Estructuras (Eliminación Parcial o Total de la Estructura).

Los trabajos de este proyecto incluyen remoción de cunetas y vados. Las estructuras específicas que serán removidas están indicadas en los planos.

La remoción de cunetas y vados incluirá la limpieza y desecho de todos los materiales producto de la remoción a una distancia no mayor de 6 Km. en sitio autorizado por el Ingeniero. Las cunetas y vados que se encuentre en buen estado no serán removidos según ordene el Ingeniero.

7.1.2. Excavación, Cortes y Movimientos de Tierra

De acuerdo con el nombre de esta actividad, sus acciones corresponden a la excavación y movimientos de tierra.

Según los informes geológicos del proyecto, no existen procesos geodinámicos de gran magnitud que pongan en riesgo la integridad de la carretera y las vidas de sus usuarios; además, se ha considerado que la condición existente de los taludes en la carretera son estables. Es por esta razón que no se prevé un movimiento considerable de tierra debido a la estabilización de dichos taludes.

7.1.3. Explotación de Bancos de Materiales

Esta actividad consiste en la extracción de materiales provenientes del banco de materiales (San Francisco) previamente identificadas para ser utilizadas en la construcción de terraplenes y para su utilización como base dentro del paquete estructural de la carretera.

7.1.4. Explotación de fuentes de agua

Consiste en la obtención del recurso de los cuerpos superficiales de agua dentro de la zona de estudio. En este caso, existe únicamente una fuente de agua. El caudal de las aguas de esta quebrada varía de acuerdo a la estación (invierno y verano); más sin embargo es una quebrada de un caudal considerable y suficiente durante todo el año. No obstante, la explotación del agua para uso de las actividades de construcción/rehabilitación de la carretera deberá ser

autorizada por la autoridad de aguas correspondiente, y deberá ser verificada en relación a sus propiedades fisicoquímicas.

7.1.5. Paquete estructural y colocación de carpeta de rodamiento

Esta actividad consta de la habilitación final del sitio y conformación para recibir el paquete estructural, incluyendo base. Colocación de la carpeta con adoquines, según especificaciones técnicas de ingeniería de pavimentos.

7.1.6. Depósitos de materiales excedentes

Identificación y habilitación de depósitos para albergar material excedente proveniente del movimiento de tierras por obras de corte y construcción de variantes.

7.1.7. Obras de drenaje

Construcción obras de drenaje transversal y longitudinal, incluyendo cunetas y vados.

7.1.8. Fase de Operación

Esta actividad se refiere a la puesta en operación de la vía rehabilitada. Esta actividad implica el libre flujo de los vehículos a la velocidad directriz (entre 30 y 40 km/h), el aumento del tráfico vehicular. Es importante mencionar que esta actividad iniciará a partir de la culminación de todas las actividades constructivas.

7.2. Método Matriz de Leopold (Causa – Efecto)

Este método cualitativo nos dará una idea del efecto de cada acción impactante sobre el factor ambiental impactado y posteriormente nos permitirá definir las

medidas de mitigación pertinentes para aquellos impactos negativos y/o críticos. Al ir determinando la importancia del impacto se construye la matriz de impacto. Los elementos de la matriz identifican el impacto ambiental generado por una acción simple de una actividad sobre cada factor ambiental considerado.
En esta valoración, se mide el impacto, en base al grado de manifestación cualitativa del efecto que quedará reflejado en el concepto Importancia del impacto.

Los impactos potenciales que podrían originarse, son analizados con relación a los siguientes factores ambientales: microclima, ruido, vibraciones, contaminación del aire, suelo y agua, paisaje, estética y aspectos socioeconómicos. Los impactos variarán en grado y magnitud, en función a la condición ambiental inicial existente de los recursos mismos, la relación con las actividades previstas en ejecución del proyecto y el grado de sinergia con los diferentes componentes del ecosistema.

A continuación se presenta paso a paso la aplicación del método:

7.2.1. Matriz de Impacto

Nos permite identificar los factores del medio que posiblemente pueden ser afectados por las etapas que se ejecutaran en el proyecto (Ver anexo 34, página XXV).

7.2.2. Matriz de Valoración de Impactos

Esta permite valorar a criterio del evaluador los impactos cuyo valor de importancia se determina en función de su naturaleza, intensidad, extensión, momento, persistencia, sinergia, acumulación, efecto, periodicidad, recuperabilidad (Ver anexo 35, página XXVI).

Para la valoración de Impacto se utilizó la matriz de valoración de impacto que se muestra en el anexo 36, página XXVII.

7.2.3. Matriz Superpuesta

Esta matriz es un resumen de las alteraciones sobre cada medio. Esta permite identificar el factor impactado con mayor peso y a la vez determinar la actividad más impactante sobre el medio físico y social. (Ver anexo 37, página XXVIII).

7.2.4. Cuantificación de Efectos por Factores del Medio

Para realizar una valoración cualitativa de todas las alteraciones se elabora una tabla que muestre el peso o valor de alteración sobre cada factor esta se hace en orden ascendente a fin de poder comparar las alteraciones positivas y negativas. (Ver anexo 38, página XXIX).

7.2.5. Cuantificación de Efectos por Etapas del Proyecto

De la misma manera que se realizó la cuantificación de efectos por factores del medio se realiza una cuantificación de efectos por etapas de proyecto. En el anexo 39, página XXX se muestra la tabla de valores.

7.2.6. Gráficos de Balance de Impactos

Una manera de realizar un balance de impactos es a través de una comparación de pesos de alteraciones en la que se muestre el efecto neto de las alteraciones positivas y negativas, esto se hace con el objetivo de obtener una herramienta que permite evaluar el impacto global del proyecto. A continuación se muestran estos balances:

Gráfico 7.1: Balance de Impactos por Factores del Medio

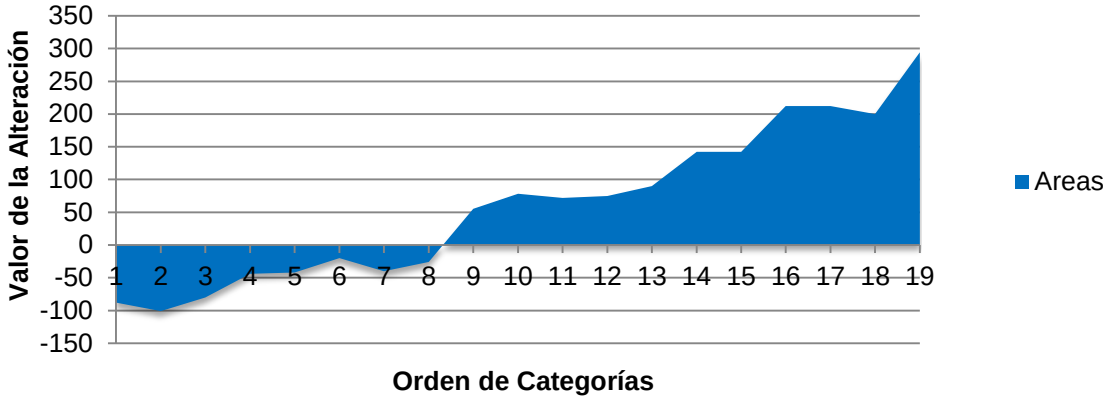
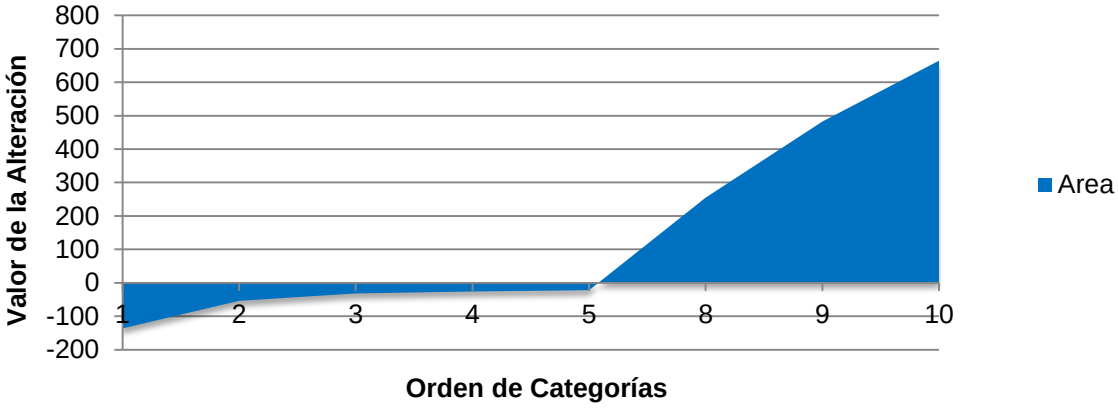


Gráfico 7.2: Balance de Impactos por Etapas



Después de haber analizado las etapas, que durante la fase de ejecución del proyecto generarían una acción impactante sobre el medio y valorado dichas acciones, hemos constatado que del total de acciones impactantes, tanto positivas como negativas, ocasionadas por la puesta en marcha del proyecto y siendo analizado desde dos perspectivas (Etapas del Proyecto y Factores del Medio) más del 75 % de los impactos generados en promedio son positivos.

Se estimó que los impactos negativos, ocasionados se relacionan mayormente a la generación de emisiones sonoras, la disminución de la calidad del aire local (en cuanto a partículas suspendidas y gases contaminantes de fuentes móviles y fijas); siendo la población en riesgo la que trabajará en el proyecto ya que el área donde se desarrollara el mismo es poco poblado. Razón por la cual concluimos que las alteración generadas al medio son mínimas y reversibles, que con la ayuda de las medidas de mitigación, manejo y recomendaciones dadas, se logrará una restauración de los ambientes que sean degradados por su ejecución.

7.3. Medidas de mitigación de los impactos sobre el medio

En esta sección se señalarán las distintas Medidas de Mitigación para cada impacto identificado dentro del presente proyecto. El propósito de estas será atenuar los impactos ambientales negativos a un nivel aceptable.

A continuación se presentan algunas consideraciones generales que podrán contribuir a la minimización de los impactos negativos del proyecto:

- Establecer un Plan de Trabajo para cada actividad del proyecto.
- Diseñar un sistema de información, capacitación y concientización sobre la temática vinculada al manejo del medio ambiente.
- Adecuar los sitios para los materiales sobrantes de la construcción (piedra, arena, grava, tierra, etc.) y evitar que sean arrastrados por la escorrentía, a fin de disminuir el aporte de sólidos a los ríos.
- Diseñar obras civiles de control y protección para minimizar los impactos en cuanto a los componentes hídricos y edáficos.
- Elaborar programas, tales como Planes de Desarrollo y Ordenamiento Ambiental, para el uso racional de los recursos con respecto al desarrollo urbano, agrícola y agroindustrial del área.

A nuestro criterio algunas medidas de mitigación específicas que contribuyan a la minimización de impactos serán:

7.3.1. Depósito de materiales excedentes

El tratamiento, así como su disposición final de los materiales excedentes, deberán considerar medidas ambientales para no alterar el medio ambiente y su entorno. Estas medidas ambientales son:

- Se deberá colocar la señalización informativa correspondiente para indicar la ubicación del depósito y su camino de acceso.

- Los caminos de acceso, al tener el carácter provisional, deben ser construidos con muy poco movimiento de tierras.

- Los depósitos fueron ubicados lo suficientemente alejados de los cuerpos de agua.

- La disposición de los materiales excedentes será efectuada cuidadosamente y gradualmente compactada de manera que el material particulado generado sea mínimo.

- Al momento de abandonar el lugar de disposición de materiales excedentes, éste deberá compactarse.

7.3.2. Fuentes de agua

A continuación se detallan consideraciones ambientales para el manejo de estas fuentes de agua, factor importante en la construcción de la carretera:

- Se debe establecer un sistema de extracción del agua de manera que no exista una remoción de las partículas suspendidas aumentando la turbiedad del agua, encharcamiento en el área u otros daños en los componentes del medio ambiente aledaño, tales como alteraciones a la fauna acuática.

- Evitar la utilización de otras fuentes de agua que tiendan a secarse y/o que presenten conflictos con terceras personas.

- Si una fuente de agua en uso pudo haber sido contaminada se ordenara la suspensión de su utilización.

7.3.3. Medidas para la Explotación y Tratamiento de Bancos de Materiales

Para el tratamiento de los bancos de materiales seleccionados el Contratista deberá considerar las siguientes medidas ambientales:

- Los suelos orgánicos existentes en la capa superior de los bancos (descapote) deberán ser conservados o acopiados para el posterior cierre del banco y recuperación de la vegetación nativa.

- Estabilizar y normalizar la topografía en los bancos de materiales, dejando el piso del área de explotación levemente inclinada hacia el área natural de escorrentía, a fin de facilitar la evacuación de las agua.

- Recoger todo tipo de desperdicio que se genere durante la extracción y depositarlo en los lugares correspondientes.

- Mantener todo el equipo que trabaja en la explotación en buen estado mecánico, con el fin de que no ocurran pérdidas de combustibles y lubricantes que puedan contaminar el suelo y cuerpos de agua (superficiales y/o subterráneos).

- Prever la construcción de obras civiles que eviten la erosión de los taludes.

- Se deberá tomar las medidas necesarias para garantizar que cemento, limos, arcillas, concreto fresco o cualquier otro material de construcción no previsto, no tenga como receptor final los cursos de agua.

- Restituir morfológicamente las áreas intervenidas dándoles una pendiente mínima hacia el cauce más cercano. En este aspecto se deberá tener en cuenta la recuperación del paisaje.

- Después de cada lluvia o por lo menos diariamente, se inspeccionará los dispositivos de control de erosión y sedimentación para verificar y corregir inmediatamente posibles deficiencias.

7.3.4. Generación de Ruido

Se deberá aminorar en lo posible la generación de ruidos implementando las siguientes medidas ambientales:

- Establecer un adecuado plan de trabajo.
- Se deberán establecer limitaciones de velocidad cerca de los centros poblados.
- Establecer un adecuado sistema de mantenimiento de los silenciadores de los equipos y vehículos, retirando a los que excedan los 80 db (nivel máximo permitido).
- Establecer un adecuado sistema de mantenimiento y calibración de los motores de los equipos y vehículos.
- Se deberá establecer el uso de camiones cisterna para humedecer las zonas de trabajo y así disminuir la emisión de partículas suspendidas generadas por el tráfico vehicular.
- La transportación de material pétreo deberá realizarse con la debida protección.

7.3.5. Consideraciones Ambientales en el Transporte de Materiales

El transporte de materiales granulares de cualquier índole es una actividad importante en la construcción de la carretera, el cual une las diferentes etapas o actividades que no están físicamente cercanas. Sin embargo dicho transporte de materiales puede genera la emisión de polvos y partículas o la pérdida de estos; por consiguiente es importante implementar las siguientes medidas ambientales:

- Los vehículos encargados del transporte deberán en lo posible evitar circular por zonas urbanas. Además, tendrán que reducir su velocidad a fin de disminuir las emisiones de polvo, sobre todo si transitan por vías no pavimentadas e igualmente disminuir los riesgos de accidentes y atropellos.

- Los materiales transportados, de ser necesarios, deberán ser humedecidos adecuadamente (sea piedras o tierra, arena, etc.) y cubiertos con lona para evitar la dispersión de los mismos.

- Se deberá evitar la sobrecarga o exceso de carga de materiales en las tolvas de los volquetes, con el fin de evitar el derrame o pérdida del material húmedo durante el transporte.

- El mantenimiento de los vehículos debe considerar la perfecta combustión de los motores, el ajuste de los componentes mecánicos, balanceo, y calibración de llantas.

- El lavado de los vehículos deberá efectuarse de ser posible, lejos de las zonas urbanas y de los cursos de agua.

- El personal que labore en dicha actividad deberá usar algún tipo de protección como mascarillas para evitar la inhalación de las partículas contaminantes.

7.3.6. Durante la Fase de Operación del Proyecto

En esta etapa del proyecto, las acciones de monitoreo estarán orientadas a las siguientes actividades:

- Estabilidad de Taludes: En estos sectores se realizarán trabajos de revegetación, se utilizarán las mismas especies de plantas que crecen en las áreas aledañas.

- Sistema de Drenaje: Esta actividad estará orientada a identificar aquellos tramos en los que el crecimiento de la vegetación actúe como barrera y acumule material que haga inoperante las cunetas y alcantarillas.

CAPÍTULO 8

Costo y Presupuesto



8. COSTO Y PRESUPUESTO

8.1. 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 geométrico vial y estructura de pavimento articulado de 3.5 km del tramo de carretera La Caña – San Francisco, 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.

8.1.1. 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.

8.1.2. 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%

8.2. Procedimiento Metodológico para la Determinación de los Costos

a) Calculo 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 8.1, mostrada a continuación:

Tabla 8.1: Costo Directos y Presupuesto del Proyecto.

Etapa	Sub Etapa	Descripción	U/M	Cantidad	Costo Unitario	Materiales	Mano de Obra	Transporte	Maquinaria	Total
1		**Preliminares**	**Global**				**C$ 356,470.55**			**C$ 356,470.55**
	01	Limpieza Inicial	m²	17,670.00	C$ 10.55		C$ 186,330.15			C$ 186,330.15
	02	Trazo y nivelación de eje central	ml	3,100.00	C$ 9.17		C$ 28,427.00			C$ 28,427.00
	03	Trazo y nivelación para adoquinado	m²	17,670.00	C$ 8.02		C$ 141,713.40			C$ 141,713.40
2		**Movilización y Desmovilización**						**C$ 200,738.40**		**C$ 200,738.40**
		Movilización y desmovilización de equipo para movimiento de tierras (incluye Módulo)	**km**	**240.00**	**C$ 836.41**			**C$ 200,738.40**		
3		**Movimiento de Tierra**	**m³**						**C$ 1,531,246.74**	**C$ 1,286,612.26**
	01	Corte y/o excavación de terreno con tractor sobre orugas	m³	2,155.15	C$ 40.33				C$ 86,924.38	C$ 86,924.38
	02	Conformación y Compactación con Motoniveladora, Vibro Compactador y Cisterna	m²	17,670.00	C$ 35.61				C$ 629,302.91	C$ 629,302.91
	03	Botar tierra sobrante de excavación a 5 km con camión volquete, (carga con equipo).	m³	2,801.70	C$ 87.7				C$ 245,708.65	C$ 245,708.65
	04	Explotación o corte (con tractor sobre orugas D-6D) en banco de préstamo	m³	267.42	C$ 45.92				C$ 119,732.86	C$ 119,732.86
	05	Acarreo de Mat. Selecto a 2 Km Con Camión Volquete, Carga con Equipo (Incluye Derecho de Explotación)	m³	267.42	C$ 78.60				C$ 204,943.45	C$ 204,943.45

4		**Construcción de Cunetas**	**ml**	**1,560.00**		**C$ 1,061,826.85**	**C$ 360,488.54**	**C$ 0.00**	**C$ 0.40**	**C$ 1,422,315.79**
	01	Demoler manualmente cuneta de concreto	ml	1,560.00	C$ 43.54		C$ 67,922.40			C$ 67,922.40
	02	Trazo y nivelación	ml	1,560.00	C$ 12.60		C$ 19,656.00			C$ 19,656.00
	03	Formaletas	ml	1,560.00	C$ 20.00		C$ 31,200.00			C$ 31,200.00
		Tablas para formaletas 2" x 12" x 5Vrs (2 Usos)	Unidad	187.00	C$ 180.00	C$ 33,660.00				C$ 33,660.00
		Tablas para formaletas 2" x 6" x 5Vrs (2 Usos)	Unidad	68.00	C$ 80.00	C$ 5,440.00				C$ 5,440.00
		Clavos corrientes de 3"	Libras	30.00	C$ 25.00	C$ 750.00				C$ 750.00
	04	Concreto de 3,000 psi (con mezcladora)	ml	1,560.00	C$ 80.00		C$ 124,800.00			C$ 124,800.00
		Cemento	bolsas	3,224.78	C$ 250.00	C$ 806,195.13				C$ 806,195.13
		Arena	m³	180.85	C$ 500.00	C$ 90,426.84			C$ 0.40	C$ 90,427.24
		Grava de 1/2 "	m³	180.85	C$ 650.00	C$ 117,554.89				C$ 117,554.89
		Agua	Gal.	15,600.00	C$ 0.50	C$ 7,800.00				C$ 7,800.00
	05	Acabados	m²	2,028.00	C$ 57.65		C$ 116,910.14			C$ 116,910.14
5		**Carpeta de Rodamiento**	**m²**	**16,740.00**		**C$ 5,493,045.00**	**C$ 1,027,594.94**	**C$ 808,542.00**	**C$ 0.00**	**C$ 7,329,181.94**
	01	Pegado de adoquín	m²	16,740.00	C$ 53.3856		C$ 893,674.94			C$ 893,674.94
		Adoquín de 3,500 PSI	Unidad	342,240.00	C$ 13.00	C$ 4,449,120.00		C$ 787,152.00		C$ 5,236,272.00
		Medio Adoquín de 3,500 PSI	Unidad	18,600.00	C$ 10.00	C$ 186,000.00		C$ 21,390.00		C$ 207,390.00
		Arena para Colchón	m³	1,088.10	C$ 500.00	C$ 544,050.00				C$ 544,050.00
	02	Caliche de adoquín	m²	16,740.00	C$ 8.00		C$ 133,920.00			C$ 133,920.00
		Arena para Caliche	m³	627.75	C$ 500.00	C$ 313,875.00				C$ 313,875.00

6		**Vados de Concreto de 3,500 PSI**	**m³**	**42.50**		**C$ 125,705.58**	**C$ 77,897.04**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 203,602.62**
	01	Mampostería de piedra bolón para vados, considerando compra de piedra bolón, (incluye excavación)	m³	42.50	C$ 1,832.70		C$ 77,897.04			C$ 77,897.04
		Cemento	bolsas	361.28	C$ 250.00	C$ 90,321.00				C$ 90,321.00
		Arena	m³	49.30	C$ 500.00	C$ 24,652.32				C$ 24,652.32
		Agua	Gal.	3,612.84	C$ 0.50	C$ 1,806.42				C$ 1,806.42
		Piedra Bolón	m³	25.50	C$ 350.00	C$ 8,925.84				C$ 8,925.84
7		**Bordillos**	**ml**	**4,640.00**		**C$ 679,446.68**	**C$ 255,200.00**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 934,646.68**
	01	Concreto simple de 3000 PSI Ancho = 0.15 m, alto = 0.30 m	ml	4,640.00	55.00		C$ 255,200.00			C$ 255,200.00
		Cemento	bolsas	2,126.63	C$ 250.00	C$ 531,657.00				C$ 531,657.00
		Arena	m³	119.27	C$ 500.00	C$ 59,633.28				C$ 59,633.28
		Grava de 1/2 "	m³	119.27	C$ 650.00	C$ 77,523.26				C$ 77,523.26
		Agua	Gal.	21,266.28	C$ 0.50	C$ 10,633.14				
8		**Vigas de Remate Longitudinal**	**ml**	**6,200.00**		**C$ 302,627.12**	**C$ 203,360.00**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 505,987.12**
	01	Concreto Simple 3,000 PSI	ml	6,200.00	C$ 32.800		C$ 203,360.00			C$ 203,360.00
		Cemento	bolsas	947.21	C$ 250.00	C$ 236,801.25				C$ 236,801.25
		Arena	m³	53.12	C$ 500.00	C$ 26,560.80				C$ 26,560.80
		Grava de 1/2 "	m³	53.12	C$ 650.00	C$ 34,529.04				C$ 34,529.04
		Agua	Gal.	9,472.05	C$ 0.50	C$ 4,736.03				
9		**Vigas de Remate Transversal**	**ml**	**324.00**		**C$ 55,351.48**	**C$ 12,960.00**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 68,311.48**

	01	Concreto Simple 3,000 PSI	ml	324.00	C$ 40.00		C$ 12,960.00			C$ 12,960.00
		Cemento	bolsas	173.25	C$ 250.00	C$ 43,311.71				C$ 43,311.71
		Arena	m³	9.72	C$ 500.00	C$ 4,858.06				C$ 4,858.06
		Grava de 1/2 "	m³	9.72	C$ 650.00	C$ 6,315.47				C$ 6,315.47
		Agua	Gal.	1,732.47	C$ 0.50	C$ 866.23				C$ 866.23
10		**Compactación de Adoquinado**				**C$ 0.00**	**C$ 100,440.00**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 100,440.00**
	01	Compactación con Vibro compactadora 3 Pasadas	m²	16,740.00	C$ 6.00		C$ 100,440.00			C$ 100,440.00
11		**Señalamiento Vial**	**C/U**			**C$ 73,359.68**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 73,359.68**
	01	**Señalamiento Vertical**								C$ 0.00
		Señales Tipo 1 (Alto)	C/U	7.00	C$ 2,810.52	C$ 19,673.64				C$ 19,673.64
		Señales Tipo 2 (Precaución Zona Escolar)	C/U	4.00	C$ 1,835.26	C$ 7,341.04				C$ 7,341.04
	02	**Señalamiento Horizontal**								
		Línea segmentada en la line central	ml	3,100.00	C$ 14.95	C$ 46,345.00				C$ 46,345.00
12		**Limpieza Final**	**m²**			**C$ 9,861.08**	**C$ 135,698.53**	**C$ 0.00**	**C$ 0.00**	**C$ 145,559.61**
	01	Limpieza final del tramo	m²	17,670.00	C$ 7.68		C$ 135,698.53			**C$ 135,698.53**
		Rótulo	C/U	1.00	C$ 9,861.08	C$ 9,861.08				**C$ 9,861.08**
TOTAL						**C$ 7,801,223.46**	**C$ 2,530,109.61**	**C$ 1,009,280.40**	**C$ 1,531,247.14**	**C$ 12,627,226.13**

Tabla 8.2: Resumen de Costos

Tasa de Cambio		**26.50**
COSTOS DIRECTOS		
Descripción	**Costo (C$)**	**Costo (U$)**
Materiales	C$ 7,801,223.46	$294,385.79
Mano de Obra	C$ 2,530,109.61	$95,475.83
Transporte	C$ 1,009,280.40	$38,086.05
Maquinaria	C$ 1,286,612.66	$48,551.42
TOTAL	**C$ 12,627,226.13**	**$476,499.10**
COSTOS INDIRECTOS		
Gastos Administrativos	C$ 1,894,083.92	$71,474.86
Imprevistos	C$ 1,262,722.61	$47,649.91
Impuestos y Fianzas	C$ 1,262,722.61	$47,649.91
Utilidades	C$ 631,361.31	$23,824.95
TOTAL	**C$ 5,050,890.45**	**$190,599.64**
TOTAL GENERAL	**C$ 17,678,116.59**	**$667,098.74**

La inversión total para ejecutar este proyecto es de C$ 17, 678,116.59 (Diecisiete millones, seiscientos setenta y ocho mil, ciento dieciséis córdobas con ochenta y cinco centavos).

CAPÍTULO 9

- *Conclusiones.*
- *Recomendaciones.*
- *Bibliografía*



9. CONCLUSIONES

- En el estudio de tránsito se obtuvo como vehículo de diseño el camión de carga C2 y un ESAL'S de 166,918 para un periodo de diseño de 10 años.

- En el estudio de suelo se determinó que los suelos predominantes en la línea son A-2-6 y A-7-6, los cuales no cumplen con las normativas establecidas, por lo tanto se usará el banco de materiales de San Francisco por ser catalogado como bueno con un valor CBR de 81% al 95% próctor.

- 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 10 cm para de base.

- De acuerdo al alineamiento horizontal existen 31 curvas en todo el tramo, de las cuales 2 de ellas no cumplen con los criterios del manual SIECA, ya que sus radios son de 20 y 15 respectivamente estando éstas por debajo del mínimo, por lo tanto se tomará la línea existente para el tramo. También se obtuvieron 31 curvas verticales donde 20 de ellas son en Cresta y 11 en columpio.

- Según el análisis hidrológico e hidráulico de las obras de drenaje, cumplen satisfactoriamente con los caudales de diseño proyectados por lo cual no es necesario ampliaciones ni construcción de nuevas estructuras.

- El proyecto es viable en el ámbito ambiental, ya que los impactos promedio generados alcanzan más del 75 %, analizado las Etapas del Proyecto y Factores del Medio. Las alteraciones generadas al medio son mínimas y reversibles, con la ayuda de las medidas de mitigación, manejo y

recomendaciones dadas, se logrará una restauración de los ambientes que sean degradados por su ejecución.

- La inversión total para ejecutar este proyecto es de C$ 17, 678,116.59 (Diecisiete millones, seiscientos setenta y ocho mil, ciento dieciséis córdobas con ochenta y cinco centavos).

RECOMENDACIONES

- Darle mantenimiento a todas las obras de drenaje construidas en la zona estudiada. cabe mencionar que las cunetas y badenes que se encuentren deteriorados serán reconstruido, en caso contrario se les dará mantenimiento.

- 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 (2013).

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

Carreteras Estudio y Proyecto Segunda Edición. Jacob Carciente.

CEMEX Nicaragua (2012).

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).

Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje en Caminos Rurales. PAST-DANIDA, I. E. Nicaragua. (Septiembre de 2004).

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).

Manual de Diseño de Alcantarillas Highway administration (FHWA). (s.f.).

Manual de Estructuras. Programa de Apoyo al Sector Transporte, Mejoramiento de Caminos Rurales. PAST-DANIDA, P. (Mayo de 2005).

Manual de proyecto geométrico de carreteras. Públicas, S. d. (s.f.). México.

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

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