UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Recinto Universitario "Pedro Arauz Palacios"

Facultad de Tecnología de la Construcción

MONOGRAFÍA

Propuesta de diseño geométrico y estructura de pavimento rígido de 7 Km de carretera del tramo Santo Domingo – Los Chinamos, departamento de Chontales.

Para Optar al Título de

INGENIERO CIVIL

Elaborado por

- Br. Israel Alberto Barberena Hernández
- Br. Olman Evenor Dávila Lumbí

Tutor

Ing. Aldo Zamora Lacayo

Managua, 30 de Julio de 2014

DEDICATORIA

A Dios: Por permitirme llegar hasta este punto especial en mi vida, por regalarme un poco de su sabiduría y darme el entendimiento y la fortaleza para superar los obstáculos y así seguir adelante cada día más.

A mi madre, Maritza Lumbí: Por haber aceptado traerme al mundo y educarme con paciencia, gracias por tu amor incondicional, por los consejos y por inculcarme en todo momento el amor a Dios y el sabio don de la responsabilidad. Gracias Madre, Te quiero mucho.

A mi padre, Guillermo Dávila: Por el amor y el apoyo que me ha brindado en todo momento, por ser mi ejemplo de responsabilidad y valores morales. Te agradezco tu cariño, y tu apoyo que me has brindado con tantos sacrificios para poder culminar mi carrera profesional. Eres mi mejor amigo y admiración.

A mis abuelos: Muy en especial a mi abuela **Carmen Pastrán**, mi segunda mamá, Por su amor y por sus constantes oraciones para seguir siempre adelante. Te quiero.

A mi novia Yahosca Zeledón: Por estar siempre a mi lado, por su paciencia y apoyar cada momento de mi vida.

A mis hermanos: Por hacerme sentir que cuento con ellos en todo momento, por su apoyo y amistad.

A mi amigo Israel Alberto Barberena: Por ser mi amigo y compañero, por formar parte de este triunfo de lograr la meta que nos hemos propuesto. Espero siempre contar contigo.

AGRADECIMIENTOS.

Para poder llegar a esta etapa de nuestra vida y carrera profesional, contamos con el apoyo invaluable de personas, que sin condición nos brindaron tiempo y dedicación, es por eso que ante todo merecen profundamente mis agradecimientos, deseando muchas bendiciones del Señor en sus vidas.

Agradezco **a Dios mi señor** por darme las fuerzas para siempre seguir adelante y por permitirme estar rodeado de personas maravillosas.

A mis padres por su apoyo y sacrificios para poder lograr mis sueños y por hacerme sentir que siempre están presentes brindándome su amor y cariño. Dios los bendiga.

Gracias a mi querida abuela **Carmen Patrán** por llevarme siempre en sus oraciones.

A mi novia, por su compañía, paciencia y por su comprensión. Te amo.

Agradezco al **Ing. Marlon Fúnez** por el apoyo que nos brindó para la realización de nuestro trabajo.

Agradezco a mi colega **Israel Barberena**, por su valioso apoyo y por compartir con migo partes de sus conocimientos, he aprendido mucho de ti. Te deseo lo mejor.

Agradezco profundamente a nuestro **tutor Ing. Aldo Zamora**, por su disposición en recibirnos en todo momento, por sus aportes que fueron fundamentales para el resultado final de este trabajo.

Olman Evenor Dávila Lumbí

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento está orientado a la propuesta de Diseño Geométrico y de la estructura de pavimento rígido de un segmento de 7 km que comprende de la estación $0 + 000$ a la estación $7 + 000$ del tramo Santo Domingo – Los chinamos, localizado en el departamento de Chontales.

El documento está constituido en tres aspectos fundamentales, tales como la introducción, el desarrollo en donde se muestran todos los análisis y resultados de los estudios realizados, así como también el proceso de diseño geométrico y de la estructura del pavimento, y por último se presentan las conclusiones y recomendaciones.

El cuerpo de este trabajo monográfico está compuesto de ocho (8) capítulos, los cuales se describen a continuación:

Capítulo 1: Generalidades. En este primer capítulo se desarrolla la introducción, objetivos planteados, los antecedentes, justificación y la localización del proyecto. En general, este capítulo tiene como propósito principal ubicar al lector en el tema a tratar.

Capítulo 2: Estudios Topográficos. Aunque no se presenta en los objetivos planteados, es necesario realizar una breve descripción de la metodología utilizada para obtener la información topográfica del terreno, puesto que es la base de todo proyecto vial.

Capítulo 3: Estudios de Tránsito. Abarca los conceptos referentes al tránsito, su composición y volúmenes, tránsito promedio diario anual (TPDA), tasas de crecimiento y metodología a utilizar para proyectarlo al período de diseño seleccionado, esto servirá también como base para calcular el número de repeticiones esperadas de cada tipo de eje.

Capítulo 4: Estudios Geotécnicos. Es una de las variantes que se involucran para el diseño de la estructura de pavimento. Este capítulo, encierra los aspectos fundamentales y el estudio de las características físico – mecánicas de los suelos sobre la que se apoyara la plataforma o losa de concreto, así como aquellas fuentes de materiales que pueden ser útiles en la etapa de construcción de la carretera.

Capítulo 5: Diseño Geométrico. Comprende el alineamiento horizontal y vertical de la vía, partiendo de las características geométricas actuales, condiciones topográficas y de los volúmenes de tránsito actual y proyectado al período de diseño. Los criterios de diseño a utilizar son los especificados en las Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da Edición) y las Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004).

Capítulo 6: Diseño de Pavimento. Se desarrolla el diseño de la estructura de pavimento rígido por el método de la Portland Cement Association (PCA) empleando el software BS - PCA. Se definen algunos conceptos generales, consideraciones básicas y criterios del método, presentándose el resultado de los cálculos e iteraciones para obtener el espesor de pavimento que satisface la demanda del tránsito de diseño.

Conclusiones y recomendaciones: Las conclusiones se fundamentan en los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, tanto en los estudios como en los diseños. Las recomendaciones deberán ser tomadas en cuenta para la futura construcción del tramo en mención y a la vez para el desarrollo de otros diseños similares.

Al final del documento se muestran las referencias bibliográficas, así como todos los anexos relacionados con el desarrollo de este documento.

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN 1
1.2 OBJETIVOS 2
2.1.1 OBJETIVO GENERAL 2
2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 2
1.3 ANTECEDENTES 3
1.4 JUSTIFICACIÓN 4
1.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 5

CAPITULO II. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1 INTRODUCCIÓN 8
2.2 TRABAJO DE CAMPO 9
2.2.1 ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS GEOREFERENCIADOS 9
2.2.2 ESTABLECIMIENTO DE LA POLIGONAL BASE 10
2.2.3 NIVELACIÓN DE LA POLIGONAL BASE 11
2.2.4 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMETRICO DEL CAMINO Y DEL DRENAJE 11
2.3 TRABAJO DE GABINETE 12
2.3.1 VERIFICACIÓN DE CONTROL HORIZONTAL. 12
2.3.2 VERIFICACIÓN DE CONTROL VERTICAL. 14

CAPITULO III. ESTUDIOS DE TRÁNSITO

3.1 INTRODUCCIÓN 16
3.2 CLASIFICACIÓN VEHICULAR 16
3.3 VOLÚMENES DEL TRÁNSITO (AFORO VEHICULAR) 17
3.3.1 VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTO O TOTALES 18
3.3.2 TRÁNSITOS PROMEDIOS DIARIOS (TPD). 19
3.3.3 TRÁNSITO DE HORA PICO O DE PUNTA. 19
3.3.4 FACTOR HORA PICO (FHP). 20

3.3.5 DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL DEL TRÁFICO. 21
3.3.6 EXPANSIÓN DE VOLÚMENES DE TRÁNSITO. 22
3.3.6.1 Factores de expansión 23
3.4 CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LAS CARRETERAS 23
3.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS A NIVEL REGIONAL. . 23
3.4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS A NIVEL NACIONAL. . 24
3.4.2.1. Por el tipo de construcción. 25
3.4.2.2. Clasificación funcional. 26
3.5 PERÍODO DE DISEÑO. 26
3.6 PROYECCIONES DEL TRÁNSITO. 27
3.6.1 TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO. 28
3.6.2 CÁLCULO DE LAS PROYECCIONES DEL TRÁNSITO. 29
3.6.3 TIPOS DE TRÁNSITO 29
3.6.3.1 Tránsito Actual (Ta) 29
3.6.3.2 Tránsito Futuro (Tf). 29
3.6.3.3 Tránsito para el Proyecto. 30
3.7 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 31
3.7.1 INFORMACIÓN EXISTENTE 31
3.7.2 AFORO VEHICULAR. 32
3.7.3 CÁLCULO DEL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) 33
3.7.4 PERÍODO DE DISEÑO. 35
3.7.5 PROYECCIONES DEL TRÁNSITO 35
3.7.6 PROYECCIÓN DEL TRÁFICO NORMAL 39
3.7.7 TRAFICO DESARROLLADO. 40
3.7.8 TRÁNSITO TOTAL. 41
3.7.9 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 42
3.7.10 TRÁNSITO DE DISEÑO. 45
3.7.10.1 Calculo de las Repeticiones esperadas. 48

CAPITULO IV. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

4.1 INTRODUCCIÓN 52

4.2 TRABAJOS DE CAMPO 52
4.2.1 ESTUDIOS GEOLÓGICOS DE SUPERFICIES. 52
4.2.2 EXPLORACIONES DEL SUBSUELO. 53
4.3 ESTUDIOS DE LABORATORIOS 54
4.3.1 TIPOS DE ENSAYE 56
4.3.1.1 Análisis granulométrico de los suelos. 56
4.3.1.2 Propiedades Plásticas..... 56
4.3.1.3 Clasificación Higway Research Board, o clasificación AASHTO.58
4.3.1.4 Capacidad relativa de soporte del suelo (CBR). 59
4.4 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS 61
4.4.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL CAMINO. 61
4.4.2 CARACTERISTICAS GEOTÉCNICAS 62
4.4.2.1 Situación de la estructura de pavimento existente. 63
4.4.3 SONDEOS MANUALES SOBRE LA LÍNEA BASE. 63
4.4.4 TRABAJOS DE LABORATORIOS 64
4.4.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS 65
4.4.5.1 Resultados sobre la línea base. 66
4.4.6 CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE ACUERDO AL CBR. 66
4.4.6.1 Categorización de la sub rasante. 67
4.4.7 SONDEOS DE LOS BANCOS DE MATERIALES. 69
4.4.8 RESULTADO DE LOS ENSAYOS EN BANCOS DE MATERIALES. 69
4.4.8.1 Selección del banco de préstamo. 71

CAPITULO V. DISEÑO GEOMÉTRICO

5.1 INTRODUCCIÓN 73
5.2 CRITERIOS PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO 74
5.2.1 VEHÍCULOS DE DISEÑO 74
5.2.2 VEHÍCULO DEL PROYECTO. 75
5.2.3 VELOCIDAD 75
5.2.3.1 Velocidad de diseño o Velocidad de Proyecto. 76

5.2.3.2 Velocidad de operación. 77
5.2.3.3 Velocidad de marcha o ruedo. 77
5.2.4 LAS CAPACIDADES DE LA CARRETERA. 78
5.2.4.1 Los niveles de servicio. 80
5.3 COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO 80
5.3.1 DISTACIA DE VISIBILIDAD EN CARRETERAS. 80
5.3.1.1 Distancia de Visibilidad de Parada (Dvp). 80
5.3.1.2 Distancia de Visibilidad de Rebase o Adelantamiento (Dvr). 83
5.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL. 87
5.4.1 TANGENTES. 88
5.4.2 CURVAS CIRCULARES SIMPLES. 89
5.4.2.1 Fricción lateral y peralte. 90
5.4.2.2 Puntos Notables y Elementos de la Curva Circular 93
5.4.3 CURVAS CIRCULARES DE TRANSICIÓN O CURVAS ESPIRALES. 95
5.4.3.1 Longitud Mínima de la Espiral. 97
5.4.3.2 Longitud Máxima de la Espiral: 97
5.4.3.3 Radios Máximos para el uso de curvas con Espirales. 98
5.4.4 DISEÑO DEL PERALTE. 98
5.4.4.1 Ubicación de la Longitud de transición de Peralte. 103
5.4.5 SOBREANCHO EN CURVAS HORIZONTALES. 107
5.5 ALINEAMIENTO VERTICAL 110
5.5.1 ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL ALINEAMIENTO VERTICAL. 111
5.5.1.1 Tangentes. 111
5.5.1.2 Curvas Verticales. 112
5.5.1.3 Curvas Verticales en Cresta o Convexas. 114
5.5.1.4 Curvas Verticales en Columpios o Cóncavas. 117
5.5.1.5 Elementos de la curva vertical. 121
5.5.1.6 Algunos Criterios para el Diseño del Alineamiento Vertical. 123

5.6 COORDINACIÓN ENTRE EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL. 124
5.7 SECCION TRANSVERSAL. 126
5.7.1 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL. 126
5.7.1.1 Derecho de vía. 126
5.7.1.2 Los carriles de circulación. 127
5.7.1.3 El ancho de los carriles. 127
5.7.1.4 Pendiente transversal de los carriles. 128
5.7.1.5 Hombros. 128
5.8 METODOLOGIA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS. 129
5.8.1 NORMAS DE DISEÑO. 129
5.8.2 CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LA VÍA. 129
5.8.3 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS ACTUALES 130
5.8.4 CRITERIOS PRINCIPALES. 130
5.8.4.1 Vehículo de diseño 130
5.8.4.2 Velocidad de Diseño. 133
5.8.4.3 Capacidad y Nivel de servicio de la Carretera. 134
5.8.5 COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO. 138
5.8.5.1 Distancia de visibilidad de parada (DVP). 138
5.8.5.2 Distancia de visibilidad de rebase o adelantamiento (DVR). 138
5.8.6 DISEÑO DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL. 138
5.8.6.1 Tangentes entre curvas. 139
5.8.6.2 Peralte máximo. 139
5.8.6.3 Radio Mínimo. 141
5.8.6.4 Grado Máximo de curva. 142
5.8.6.5 Curvas Circulares de Transición y Longitud de Transición. 142
5.8.6.6 Cálculo de los Sobreanchos en las curvas Horizontales. 143
5.8.6.7 Ejemplo de Diseño de una Curva Circular. 145
5.8.6.8 Ejemplo de Diseño de una Curva Circular con Espiral. 149
5.8.7 DISEÑO DEL ALINEAMIENTO VERTICAL. 155

5.8.7.1 Ejemplo de Diseño de una Curva en Cresta. 155
5.8.7.2 Ejemplo de Diseño de una Curva en Columpio. 159
5.8.8 DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VÍA. 162
5.8.8.1 Derecho de vía. 162
5.8.8.2 Los carriles de Circulación. 163
5.8.8.3 Hombros. 163
5.8.8.4 Pavimento. 163

CAPITULO VI. DISEÑO DE PAVIMENTO 166

6.1 INTRODUCCIÓN 166
6.2 CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO. 166
6.3 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS. 167
6.3.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES. 167
6.3.2 PAVIMENTOS ARTICULADOS. 167
6.3.3 PAVIMENTOS RÍGIDOS. 168
6.4 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS RIGIDOS. 169
6.4.1 PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO. 170
6.4.2 PAVIMENTOS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR). 170
6.4.2.1 Propiedades del concreto compactado con rodillo. 171
6.5 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO. 171
6.5.1 MÉTODO DE DISEÑO AASTHO. 172
6.5.2 MÉTODO DE LA ASOCIACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (PCA). 172
6.5.2.1 Resistencia a la flexión (Modulo de Ruptura MR). 173
6.5.2.2 Terreno de apoyo o Base: 174
6.5.2.3 Las repeticiones esperadas y la magnitud de las cargas por ejes. 177
6.6 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS. 179
6.6.1 CALCULO DE DISEÑO DE ESPESOR. 179
6.6.1.1 Análisis por Fatiga. 183

6.6.1.2 Análisis por Erosión. 185
6.6.1.3 Utilización del software BS – PCA. 190
6.6.2 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS AL DISEÑO. 194
6.6.2.1 Modulación de losas. 194
6.6.2.2 Diseño de Juntas. 195

CAPITULO VII. CONCLUSIONES 199

CAPITULO VIII. RECOMENDACIONES 204

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

ANEXOS A – Estudios topográficos. 208
ANEXOS B – Estudios de tránsito. 210
ANEXOS C – Estudios Geotécnicos. 219
ANEXOS D – Diseño Geométrico. 229
ANEXOS E – Diseño de Pavimento. 236

INDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Lista de coordenadas de control horizontal. 10

Tabla 3. 1 Factores de Hora Pico para carreteras de dos carriles. 21
Tabla 3. 2 Períodos de diseño en dependencia de la clasificación de la carretera..... 26
Tabla 3. 3 Cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual. 34
Tabla 3. 4 Factores de crecimiento del TPDA Normal para Vehículos de Carga. 38
Tabla 3. 5 Factores de crecimiento del TPDA Normal para vehículos livianos y pesados de pasajeros. 39
Tabla 3. 6 Proyección del Tránsito Normal. 42
Tabla 3. 7 Tasas de crecimiento de la producción agropecuaria y proyección del tránsito desarrollado. 43
Tabla 3. 8 Proyección del tránsito (Tránsito Total). 44
Tabla 3. 9 Distribución Direccional del tráfico en la estación Sto. Domingo. .. 47
Tabla 3. 10 Factor Carril. 48
Tabla 3. 11 Calculo de las Repeticiones Esperadas por Tipo de Vehículo. .. 49
Tabla 3. 12 Repeticiones Esperadas por Tipo de Eje y Peso. 50
Tabla 3. 13 Sumatoria de las repeticiones esperadas de vehículos pesados. 50

Tabla 4. 1 Ensayes de laboratorio y designación AASHTO y ASTM. 55
Tabla 4. 2 Ensayes de clasificación (Granulometría y Límites de Consistencia). 55
Tabla 4. 3 Ensayes para agregados de concreto o mezclas asfálticas. 55
Tabla 4. 4 Resultados del Valor de Soporte (CBR) sobre la línea de proyecto. 66
Tabla 4. 5 Clasificación y uso del suelo según el valor de CBR. 67
Tabla 4. 6 Percentil para determinación de CBR de diseño. 67
Tabla 4. 7 Estimación del CBR de diseño. 68

Tabla 4. 8 Resultados de laboratorios obtenidos del Banco Rene Meneses.. 70
Tabla 4. 9 Resultados de CBR. 70
Tabla 4. 10 Resultados de ensayes adicionales al banco de materiales. 71

Tabla 5. 1 Dimensiones de los Vehículos de Diseño..... 74
Tabla 5. 2 Radios Mínimos de giro de los vehículos de diseño. 75
Tabla 5. 3 Velocidad Promedio de Ruedo. 78
Tabla 5. 4 Distancia de Visibilidad de Parada y de Decisión en Terreno Plano..... 83
Tabla 5. 5 Distancia de visibilidad de adelantamiento (Parámetros Básicos). 85
Tabla 5. 6 Distancia de visibilidad de adelantamiento (Distancias mínimas de diseño para carreteras de dos carriles en metros). 85
Tabla 5. 7 Radios Máximos para el uso de Curvas Espirales. 98
Tabla 5. 8 Control de Diseño (K) para Curvas Verticales en Cresta para Distancia de Visibilidad de Parada..... 117
Tabla 5. 9 Control de Diseño para Curvas Verticales Cóncavas o en Columpio. 120
Tabla 5. 10 Clasificación de los terrenos en función de las pendientes..... 130
Tabla 5. 11 Volumen o Composición del tráfico al final de proyecto. 131
Tabla 5. 12 Velocidad de Diseño (Km/hr). 133
Tabla 5. 13 Distribución Direccional del tráfico en la estación Sto. Domingo..... 136
Tabla 5. 14 Tabla de automóviles equivalentes por camiones y autobuses para terreno ondulado según Tabla D.4 (Anexos D). 136
Tabla 5. 15 Resultados del cálculo de Capacidad para cada nivel de servicio. 137
Tabla 5. 16 Condiciones de Operación del Camino..... 137
Tabla 5. 17 Distribución final de “e” y “f” sobre el rango de las curvas, para velocidad de 30 km/h. 140
Tabla 5. 18 Distribución final de “e” y “f” sobre el rango de las curvas, para velocidad de 40 km/h. 141

Tabla 5. 20 Sobreanchos en curvas con velocidad de 30 km/h. 144
Tabla 5. 21 Sobreanchos en curvas con velocidad de 40 km/h. 144
Tabla 5. 23 Transición de peralte y sobreancho (Deflexión derecha). 148
Tabla 5. 24 Transición de peralte y sobreancho (Deflexión Izquierda). 154
Tabla 5. 25 Características de Diseño. 164

Tabla 6. 1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular..... 176
Tabla 6. 2 k suelo - base. 176
Tabla 6. 3 Sumatoria y agrupación de las repeticiones esperadas. 178
Tabla 6. 4 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas. 181
Tabla 6. 5 Cálculos de esfuerzos equivalentes para cada tipo de eje. 182
Tabla 6. 6 Factores de Erosión para Pavimentos Sin Pasajuntas y con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas. 185
Tabla 6. 7 Calculo de factores de erosión. 186
Tabla 6. 8 Resultados Obtenidos para un espesor propuesto de 7 pulgadas. 189
Tabla 6. 9 Informe final de resultados con el software BS – PCA. 193
Tabla 6. 10 Características de Diseño de Pavimento. 197

Tabla B. 1 Tipología y Descripción Vehicular de Conteos de Tráfico de la Oficina de Diagnóstico y Evaluación de Pavimento. 210
Tabla B. 2 Clasificación funcional de la red vial de Nicaragua. 211
Tabla B. 3 Estación de corta duración: 2303, Tramo: “La Libertad - Santo Domingo”. 212
Tabla B. 4 Estación de mayor cobertura: 700, Empalme: “Camoapa – Tecolostote”. 213
Tabla B. 5 Resultados de Conteo y Clasificación Vehicular en la Estación de Control (12 hrs). 214
Tabla B. 6 Proyecciones de la Población Nacional (2002 – 2011). 216

Tabla B. 7 Correlación PIB vs TPDA, estación No 700..... 216
Tabla B. 8 Correlación POB vs TPDA estación No 700..... 217
Tabla B. 9 Proyecciones de la Producción Agrícola y Ganadera (Producción sin Proyecto y Producción con Proyecto). 218

Tabla C. 1 Clasificación de los suelos según el sistema AASHTO. 219
Tabla C. 2 Resultados de Ensayos de Suelos realizados por INGENICA (Ingeniería Geotécnica de Nicaragua) 221

Tabla D. 1 Nivel de Servicio (V/C) para Carreteras de dos Carriles..... 230
Tabla D. 2 Factor de ajuste por Distribución Direccional del..... 230
Tabla D. 3 Factores de Ajuste por efecto combinado de carriles de angostos y hombros restringidos en Carreteras de dos Carriles..... 231
Tabla D. 4 Automóviles Equivalentes por Camiones y autobuses, en Función del Tipo de Terreno, Carreteras de dos Carriles..... 231
Tabla D. 5 Valores máximos típicos para “e” 231
Tabla D. 6 Radios mínimos y Grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño. 232
Tabla D. 7 Clasificación funcional de las carreteras regionales, volúmenes de tránsito, número de carriles y tipo de superficie de rodamiento.. 232
Tabla D. 8 Longitudes de Transición recomendables en función del número de carriles y peralte de diseño. 233
Tabla D. 9 Procedimiento para el Cálculo del Peralte de Diseño por el Método 5 de la AASHTO. 234
Tabla D. 10 Pendientes Máximas y Mínimas en función del tipo de terreno para Carreteras Colectoras Secundarias. 235

Tabla E. 1 Diagrama de cargas y pesos permisibles por tipo de vehículos. . 236
Tabla E. 2 Resultados obtenidos para un espesor propuesto de 6.5 pulgadas. 237
Tabla E. 3 Resumen de Especificaciones para la Colocación de Juntas..... 238

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 Mapa de Macro localización del proyecto. 5
Figura 1. 2 Mapa de Micro localización del Proyecto 6

Figura 2. 1 Materialización de un punto de control, mediante el receptor geodésico Leica modelo GX1220 y SR530. 9
Figura 2. 2 Distancia consideradas en la medición de la tierra. 12

Figura 5. 1 Mínima Distancia de Visibilidad de Adelantamiento en carreteras de dos carriles de doble sentido. 86
Figura 5. 2 Elementos Fundamentales del Diseño Geométrico. 86
Figura 5. 3 Procedimiento para desarrollar la distribución final del peralte aplicando el Método 5. 92
Figura 5. 4 Elementos de la curva circular 93
Figura 5. 5 Esquema general típico de curva circular con curva espiral de transición 96
Figura 5. 6 Giro alrededor de la línea central. 100
Figura 5. 7 Giro alrededor de la orilla interior del pavimento. 100
Figura 5. 8 Giro alrededor de la orilla exterior. 101
Figura 5. 9 Giro alrededor de la orilla exterior del pavimento. 102
Figura 5. 10 Representación del desarrollo del peralte en una curva con espiral de transición. 103
Figura 5. 11 Desarrollo del peralte fuera de la curva circular. 105
Figura 5. 12 Desarrollo del peralte a ⅓ dentro de la curva circular. 105
Figura 5. 13 Parámetros Básicos para el Cálculo de Sobreancho en Curvas 109
Figura 5. 14 Elementos de una Curva Vertical 113
Figura 5. 15 Tipos de Curvas Verticales. 114
Figura 5. 16 Visibilidad en Curva Vertical Convexa con $S < Lv$. 115

Figura 5. 17 Visibilidad en Curva Vertical Convexa con $S > Lv$. 115
Figura 5. 18 Visibilidad en Curva Vertical Cóncava con $LV > S$. 118
Figura 5. 19 Visibilidad en Curva Vertical Cóncava con $\mathrm{LV} < S$. 118
Figura 5. 20 Características del Vehículo de Diseño (SU/C2). 132

Figura 6. 1 Sección estructural de un Pavimento Flexible 167
Figura 6. 2 Sección Estructural de un Pavimento Rígido. 168
Figura 6. 3 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y sus valores de resistencia. 175
Figura 6. 4 Nomograma de Análisis por fatiga para un espesor propuesto de 7 pulgadas. 184
Figura 6. 5 Nomograma de Análisis por Erosión con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas. 187
Figura 6. 6 Datos de entrada del programa BS - PCA 190
Figura 6. 7 Digitación de Cargas y repeticiones esperadas para ejes sencillos 191
Figura 6. 8 Digitación de Cargas y repeticiones esperadas para ejes tándem. 191
Figura 6. 9 Resultados porcentajes de daño para 7” de espesor, Software BS - PCA 192
Figura 6. 10 Dimensionamientos de las Juntas. 196

Figura A. 1 Certificación de Ineter de Georrefenciación de puntos. 208
Figura A. 2 Flujograma para la realización de estudios topográficos, en el marco de los estudios de ingeniería y diseño de caminos y carreteras. . 209

Figura C. 1 Plano Estratigráfico del suelo. 219
Figura C. 2 Especificaciones básicas para Subrasante, Base y Subbase, NIC – 2000. 227

Figura D. 1 Niveles de Servicios de Vías Interurbanas. 229

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 4. 1 Tabla de clasificación de los suelos en función de los límites de Atterberg. 58

Gráfica 4. 2 Selección del CBR de diseño..... 68

Gráfico B. 1 Tercer Informe de Coyuntura Económica 2013 – FUNIDES.... 215

Gráfico B. 2 Curva de Regresión de Correlación PIB – TPDA..... 216

Gráfico B. 3 Curva de Regresión de correlación POB – TPDA. 217



CAPÍTULO I

GENERALIDADES

Capítulo dedicado a la introducción,

planteamiento de los objetivos y

localización del proyecto.

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La propuesta monográfica contempla el diseño del tramo de carretera "Santo Domingo – Los Chinamos", el cual está localizado en el departamento de Chontales, dicha carretera de acuerdo a la clasificación funcional del MTI es una colectora secundaria[1] que pertenece a la NIC – 23B. En un artículo del Nuevo Diario, se relata el mal estado y las afectaciones que provoca a los vehículos que transitan por la vía.

En la monografía se presenta una propuesta de diseño geométrico de los primeros 7 Km pertenecientes al tramo en estudio, partiendo de la ciudad de Santo Domingo, haciendo uso de las normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004) y las Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da Edición),

También se plantea el mejoramiento de la superficie de rodamiento actual con una estructura de pavimento rígido diseñada en base a las exigencias del tráfico actual, tráfico esperado, condiciones de carga y las propiedades de los suelos in situ, diseñada por el método de Portland Cement Association (P.C.A.)

Además de las normas a utilizar, el desarrollo de los diseño esta auxiliado por software utilizados para cada especialidad, como lo es el Civil CAD 3D 2012 para el diseño vial y el BS – PCA para la estructura de pavimento rígido, y como producto final el corredor virtual del tramo diseñado.

[1] Ministerio de Transporte e Infraestructura – MTI, Manual para la elaboración de especificaciones técnicas, Nicaragua, Octubre 2008, pág. 26.

1.2 OBJETIVOS

2.1.1 OBJETIVO GENERAL

- Proponer el diseño geométrico y estructura de pavimento rígido de 7 km de carretera del tramo: Santo Domingo – Los Chinamos, ubicado en el departamento de Chontales.

2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar los volúmenes de tránsito, a partir del aforo vehicular en el sitio, para obtener el tránsito promedio diario anual (TPDA), y las cargas de diseño para el período de proyección.

- Determinar las características físicas y mecánicas de los suelos y los bancos de materiales existentes, para la utilización adecuada en la estructura del pavimento.

- Realizar el diseño geométrico de la vía, utilizando el software Civil CAD 3D 2012 y, aplicando las normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004) y las normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da Edición), para garantizar la seguridad y el confort de los usuarios.

- Diseñar la estructura de pavimento rígido considerando las condiciones de carga y las propiedades de los suelos, aplicando el método de la Portland Cement Association (PCA) para soportar las cargas de diseño.

- Mostrar el recorrido virtual de la carretera.

1.3 ANTECEDENTES

La ciudad de Santo Domingo, departamento de Chontales cuenta con 8 caminos transitables de todo tiempo, cuatro de estos caminos son nuevos y están ubicados en la parte rural, como Santo Domingo – Comarca El Salto, Santo Domingo – Comarca Fruta de Pan, Comarca El Chile – Comarca Palmira #2, Los Chinamos – Tapalwas III, Santo Domingo – Banadí, Dos Bocas, Libertad a Santo Domingo Ayote, Comarca Carca Grande más 26 veredas de las cuales son utilizadas en su mayoría por las personas que habitan en el campo y una minoría por los de la parte urbana.

Entre las características geométricas actuales de la carretera podemos mencionar que discurre a través de una topografía ondulada y montañosa, el alineamiento horizontal está constituido por curvas cortas y seguidas, lo que limitará el desarrollo de velocidades mayores a 50 Km/h. En lo que respecta al alineamiento vertical se presenta pendientes fuertes en pocos sectores, sin embargo, en las curvas verticales hay una alta presencia de pendientes superiores al orden del 8%.

Actualmente, la estructura del camino no tiene subbase, ni base, solo una superficie revestida con material granular de baja calidad y en algunos sitios se ha perdido la capa de rodamiento. La superficie de rodamiento se encuentra con un grado de deterioro alto, presentando baches constantes y zonas donde el material revestido ha perdido el material fino, lo que ocasiona grandes molestias al usuario y tiempos de recorridos excesivos.

1.4 JUSTIFICACIÓN

El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en su misión por conservar la infraestructura vial de Nicaragua para promover el desarrollo socio-económico de la nación, se encuentra realizando diversos estudios y diseños de caminos y carreteras en diferentes regiones del país. El tramo de carretera que conduce del poblado Los Chinamos a Santo Domingo, es un desafío de alto riesgo, debido al mal estado en el que se encuentra, desafío que están asumiendo principalmente quienes hacen uso del transporte colectivo.

La rehabilitación de esta vía permitirá el transporte de bienes y personas, así como la salida del ganado a pie hacia los mataderos del país, lo mismo que acercará el intercambio de bienes, permitiendo fluidez y dinamismo al comercio, mayor movilidad a las personas, lo que vendrá a generar ahorros sustanciales a los productores, transportistas y usuarios en general en tiempos de viajes y costos de operación vehicular, lo mismo que promoverá la educación, la salud y la cultura de las poblaciones dentro del área de influencia directa de la carretera, al unir estas comunidades con otros centros urbanos y de comercio, localizados al sur, occidente y norte del país, sirviendo como vía de acceso hacia mercados alternativos y zonas de intercambio comercial (Estelí, Ocotal, Madriz, Managua, Occidente, el Pacífico y los países del norte y sur de Centroamérica).

Con la realización del proyecto se dará continuidad a la misión del MTI y ofrecerá una solución a los habitantes de la zona de influencia, garantizando un mejor transporte tanto para las personas como para el comercio que en este lugar existe, de igual manera mejorara el Producto Interno Bruto (PIB) del país.

1.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

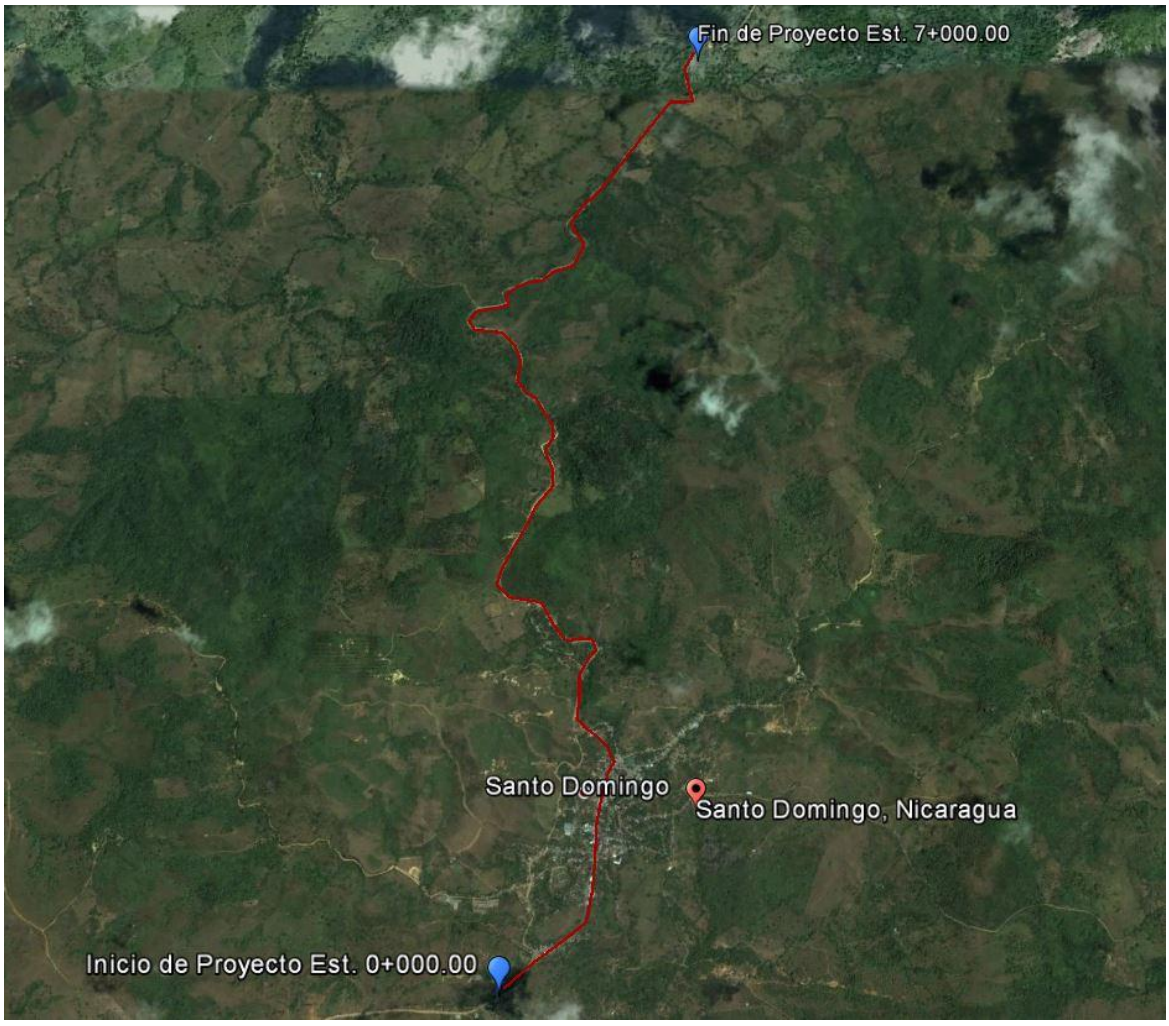
El tramo de camino Santo Domingo - Los Chinamos, (Figura 1. 1) está localizado entre los Municipios de Santo Domingo del Departamento de Chontales y Los Chinamos de la Región Autónoma del Atlántico Sur (RAAS), con una longitud de 26.74 kilómetros, sirve de vía de acceso para unir la cabecera de ambos municipios entre sí (El Ayote y Santo Domingo), lo mismo que le sirve de ruta de salida para la producción agropecuaria del Municipio del Ayote hacia los mercados de consumo, lo mismo que para viajes desde otros departamentos hacia la RAAS.

Figura 1. 1 Mapa de Macro localización del proyecto.



Fuente: Elaboración propia del Autor.

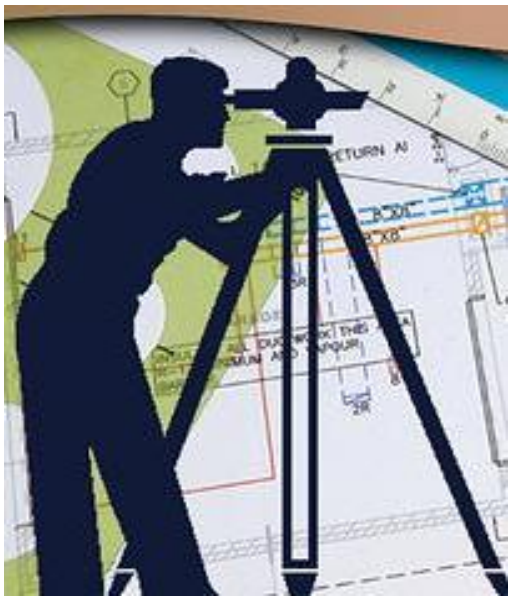
Figura 1. 2 Mapa de Micro localización del Proyecto.



Longitud de proyecto[2]

Como se mencionó anteriormente el tramo Santo Domingo – Los Chinamos cuenta con una longitud de 26.74 km, del cual se seleccionó los primeros 7.00km (Figura 1. 2) para realizar la propuesta tanto de diseño geométrico como del diseño de estructura de pavimento.

[2] Imagen tomada de google earth – editada por el mismo Autor.



CAPÍTULO II

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

En este capítulo se hace una breve descripción de la metodología utilizada para obtener la información topográfica, para luego preparar el modelo digital del terreno.

CAPITULO II. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los trabajos de topografía están enmarcados en las actividades de ingeniería básica, sin embargo, representan una actividad crítica para el buen desarrollo de los diseños: viales, hidrológicos, suelos, etc. En este documento se describirá el uso de la topografía para el desarrollo del diseño geométrico de una carretera.

2.1 INTRODUCCIÓN

Los trabajos de topografía están encaminados a la descripción de la realidad física inmóvil circundante, consiste en plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, la superficie terrestre y en el ámbito urbano, la descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.

El trabajo topográfico se puede dividir en dos actividades congruentes: el trabajo de campo, el cual consiste en trasladar “el terreno al gabinete” y el trabajo de gabinete que es la actividad inversa, del diseño al terreno.

Un levantamiento topográfico para carreteras debe permitir representar el terreno mediante tres planos fundamentales: un plano del eje de la carretera (alineamiento horizontal), un plano de perfil longitudinal y un plano de secciones transversales; los mismos que en conjunto nos proporcionarán una representación tridimensional del proyecto, para después realizar los respectivos diseños (rasante, curvas horizontales, curvas verticales, etc.).

El levantamiento topográfico se realizó con equipos electrónicos modernos como lo es la estación total y niveles de precisión, equipos que garantizan precisiones arriba de 1:5000 para el control horizontal y $12\ mm\sqrt{k}$ para el control vertical. De

conformidad a lo establecido en los términos de referencia del proyecto, el levantamiento se realizó en dos etapas.

2.2 TRABAJO DE CAMPO

El trabajo de campo fue realizado siguiendo lo establecido en los términos de referencia del proyecto y conforme al Manual de Revisión de Estudios Topográficos.

2.2.1 ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS GEOREFERENCIADOS

Este trabajo consistió en el establecimiento de tres pares de puntos de control geodésico, vinculados a la Red Geodésica Nacional de control primario de Nicaragua, referida al World Geodestic System 1984 (WGS – 84)[3], mediante la colocación de mojones inter – visibles, materializados mediante monumentos de concreto de 20 cm x 20 cm x 60 cm de altura, a una distancia mínima entre punto y punto igual a 200 metros y a una distancia máxima entre punto y punto igual a 1000 metros, sobre la parte superior de cada monumento se colocó un disco de bronce de 6 cm de diámetro convexo y una marca puntual en el centro.

Figura 2. 1 Materialización de un punto de control, mediante el receptor geodésico Leica modelo GX1220 y SR530.



Fuente: Elaboración propia del Autor.

[3] WGS 84 – Sistema Geodésico Mundial 1984.

Los monumentos de los tres pares de puntos de control geodésico establecidos, tienen su posición en coordenadas UTM – WGS 84 y UTM Zona 16 NAD 27[4]. El trabajo se realizó con el objetivo de garantizar el control horizontal y vertical del proyecto. A continuación se presentan los datos técnicos de los puntos establecidos con GPS de doble frecuencia.

Tabla 2. 1 Lista de coordenadas de control horizontal.

ESTACIÓN		SISTEMA GEODÉSICO MUNDIAL (WGS84)						NAD27		Clase de Coord.
		GEOGRÁFICAS			CUADRÍCULA (UTM)			CUADRÍCULA (UTM)		
ID	NOMBRE	LATITUD	LONGITUD	Alt. Elip. (m)	NORTE	ESTE	Alt. Orto. (m)	NORTE	ESTE	
3152-IV-2 (BO48)		12° 11' 37.468200" N	85° 15' 05.749600" W	529.600	1348,590.47	690,219.62	521.652	1348,388.53	690,212.42	CTRL
	GPS - 1	12° 15' 20.132773" N	85° 05' 26.090560" W	563.452	1355,551.44	707,694.98	555.127	1355,349.67	707,687.73	ADJ
GPS-2 Sdo - LCh		12° 15' 20.058852" N	85° 05' 16.387575" W	545.251	1355,551.44	707,988.27	536.921	1355,349.48	707,981.02	ADJ
	GPS - 3	12° 20' 15.482120" N	85° 02' 41.220823" W	238.910	1364,663.35	712,612.27	230.544	1364,462.34	712,605.01	ADJ
	GPS - 4	12° 20' 18.558819" N	85° 02' 35.560838" W	235.868	1364,760.15	712,782.61	227.501	1364,462.15	712,775.34	ADJ
	GPS - 5	12° 23' 55,027648" N	84° 58' 35.055618" W	193.626	1371,467.17	712,999.61	185.223	1371,265.14	719,992.33	ADJ
	GPS - 6	12° 24' 01.442919" N	84° 58' 31.023447" W	184.362	1371,665.26	720,119.93	175.961	1371,463.23	720,112.64	ADJ

Fuente: Informe de revisión de trabajos geodésicos de INETER.

En la Figura A. 1 (*Ver anexos A*), se presenta la certificación de INETER del levantamiento geodésico.

2.2.2 ESTABLECIMIENTO DE LA POLIGONAL BASE

Entre los tres pares de puntos se estableció la poligonal de la línea base, cada punto de la línea base (PLB) se levantó utilizando una estación total marca Leica Modelo TC 805. Se establecieron 139 mojones de concreto de 15 cm x 15 cm x 50 cm de altura a una distancia máxima de 400 metros, garantizando que fueran inter visibles, la colocación de los mojones estuvo orientada de manera tal que garantizara una mayor rapidez al momento de realizar el levantamiento altiplanimétrico de las secciones transversales, detalles y cruces de drenaje menor y mayor. Seis de los puntos de la línea base corresponden a los tres

[4] NAD 27 – Proyección UTM creada por Norte América en el año 1927.

pares de puntos georeferenciados establecidos con un GPS de doble frecuencia, estos puntos servirán para la comprobación de los errores de cierre horizontales.

2.2.3 NIVELACIÓN DE LA POLIGONAL BASE

Debido a que los equipos electrónicos acumulan un error en la medición de las elevaciones, se procedió a nivelar cada punto de la poligonal base (los BMs serán los mismos puntos de la línea base) utilizando un nivel de precisión, aplicando el método diferencial y doble recorrido (Ida y regreso) entre mojones, se utilizó un nivel electrónico marca Leica, garantizando un error de cierre máximo permisible de 2.00 mm por cambio de punto o TP[5] en la ida y regreso.

2.2.4 LEVANTAMIENTO ALTIPLANIMETRICO DEL CAMINO Y DEL DRENAJE

Utilizando las coordenadas corregidas, compensadas y definitivas de los puntos de la poligonal base se procedió a realizar el levantamiento altiplanimétrico de las secciones transversales cada 20 metros, en algunos lugares se levantaron cada 10 metros para obtener una mejor configuración del camino, en cada punto se levantó detalles existente (casas, postes, arboles, etc.), además del drenaje menor y mayor.

La Figura A. 2 (*Ver Anexo A*), representa el proceso correspondiente para la realización de los estudios topográficos en el marco de los estudios de ingeniería y diseño de caminos y carreteras.

[5] Torning Points: Punto de Inflexión.

2.3 TRABAJO DE GABINETE

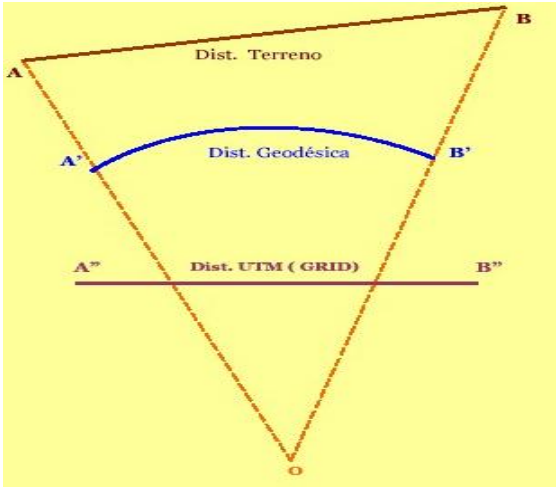
La información electrónica de campo se descargó con el objetivo de verificar la consistencia de los datos, se utilizó el formato “Número, Este, Norte, Elevación y Descripción”.

2.3.1 VERIFICACIÓN DE CONTROL HORIZONTAL.

Este consiste en reducir las coordenadas establecidas con GPS al sistema local y el sistema local de mediciones a coordenadas de cuadricula (UTM WGS 84), ya que las coordenadas que se toman con GPS corresponden a un sistema escalado y esto hace que difieran con las mediciones de longitudes realizadas con una Estación Total. Esto se realiza debido a que los sistemas escalados, proyectan la superficie de la tierra a cierta escala para poder elaborar los planos utilizados en los trabajos de ingeniería civil u otras disciplinas.

La siguiente Figura ilustra la diferencia entre las distancias consideradas en la medición de la tierra.

Figura 2. 2 *Distancia consideradas en la medición de la tierra.*



Fuente: Elaboración propia del Autor.

La distancia AB es la distancia del terreno medida en campo, la distancia A'B' es la distancia geodésica, esta depende del modelo adoptado para representar la superficie de la tierra y la distancia A"B" corresponde a la distancia en cuadricula (grid).

La reducción se lleva a cabo en dos pasos:

Con la rotación de los ejes a coordenadas locales, para lograr que se reduzca la diferencia angular a cero, para esto se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$X = u\,cos\,t - v\,sin\,t$$
$$Y = u\,sin\,t + v\,cos\,t$$

Donde:

X, Y: Corresponde al sistema UTM (grid).

u, v: Corresponden al sistema local.

t: Diferencia angular formada entre los ejes de los sistemas mencionados.

Una vez rotados los ejes, se escala la distancia medida en campo, utilizando la siguiente ecuación:

$$D_{UTM} = D_{Lev.} * FC$$

Donde:

D_{UTM}: Distancia en cuadricula.

$D_{Lev.}$: Distancia medida en campo.

FC: Factor de escala.

Con el cálculo de las distancias escalas se procede a generar las coordenadas finales de la poligonal base y se compara el error obtenido en el campo versus el error permisible.

2.3.2 VERIFICACIÓN DE CONTROL VERTICAL.

La verificación de los datos de la nivelación de los BMs se puede realizar directamente en el campo, realizando el chequeo de las elevaciones establecidas con el nivel de precisión y el aparato electrónico (GPS de doble frecuencia), comparando de esta manera las diferencia de elevaciones.

Como a lo largo de la trayectoria se cuenta con la existencia de BMs pertenecientes a la Red Geodésica Nacional (Tabla 2. 1), se aplicó el método correspondiente a la "Nivelación Geodésica de Tercer Orden" utilizando la siguiente ecuación para efecto del control del levantamiento altimétrico.

$$EA_{permisible} = 12\ mm\sqrt{K}$$

Donde:

$EA_{permisible}$: Error altimétrico

K: Valor expresado en kilómetros o fracción, correspondiente a la distancia aproximada entre los Bancos de Nivel, en los cuales se realizará la nivelación diferencial.

Este método es conocido como Nivelación de tercer orden.



CAPÍTULO III

ESTUDIOS DE TRÁNSITO

Este capítulo aborda el marco teórico de los estudios de tránsito, y al final se presenta la metodología y descripción de los resultados, una de las variables más importantes para el diseño de una vía.

CAPITULO III. ESTUDIOS DE TRÁNSITO

3.1 INTRODUCCIÓN

Una de las variables más importantes para el diseño de una vía es la distribución del tránsito y su proyección al período de diseño seleccionado, puesto que el volumen, dimensiones de los vehículos y su distribución en el tiempo influyen en el diseño geométrico de la carretera, y el número y el peso de los ejes es el parámetro a tomar en cuenta en el diseño de pavimento o carpeta de rodamiento.

Los estudios de transporte tienen como demanda presentar el soporte para tomar decisiones sobre los diferentes aspectos específicos del proyecto, tales como:

- Necesidades impuestas por la capacidad del proyecto.
- Especificaciones del diseño geométrico y estructural de la vía en horizontes de 10, 15 y 20 años.
- Elaboración de planos constructivos y especificaciones del proyecto.

3.2 CLASIFICACIÓN VEHICULAR

La Tabla B.1 (*Ver Anexos B*), presenta la tipología de vehículos y su descripción de conformidad con el Sistema de Administración de Pavimentos (PMS) del MTI. Los diferentes volúmenes de tráfico que se obtienen de las estaciones programadas durante el año en nuestro país y que clasifican los contadores de tráfico por tipo de vehículo en ambos sentidos de circulación, se caracterizan en tres grupos:

- Vehículos de pasajeros.
- Vehículos de carga.
- Equipo pesado.

3.3 VOLÚMENES DEL TRÁNSITO (AFORO VEHICULAR)

El aforo vehicular se realiza para conocer la cantidad y tipos de vehículos que circulan en un determinado lugar en un tiempo determinado. Los volúmenes de tránsito están referidos a unidades de tiempo que pueden ser minutos, horas, días, semanas y años.

Los conteos volumétricos se deben realizar en correspondencia con las estaciones de encuesta de origen y destino. El objetivo final de los conteos vehiculares es el de estimar el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) en cada uno de los puntos que se realice.

Se define como volumen de tránsito al número total de vehículos que circulan por una sección de la carretera por un período de tiempo determinado, que se expresa como:

$$Q = \frac{N}{T}$$

Donde:

Q: Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículo sobre período)

N: Número total de vehículos que pasan.

T: Período determinado.

Para los propósitos de diseño es importante clasificar y cuantificar los tipos de vehículos que circulan por la vía (especificados anteriormente), ya que el buen diseño solo puede lograrse si se dispone de la adecuada información sobre la

intensidad del movimiento vehicular que se utiliza y se utilizara hasta el término del período de diseño seleccionado, sea que se trate de una nueva carretera o de una carretera existente.

3.3.1 VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTO O TOTALES[6]

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado, dependiendo de la duración, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

- Tránsito Anual (TA): Es el número total de vehículos que pasan durante un año.
- Tránsito Mensual (TM): Es el número total de vehículos que pasan durante un mes.
- Tránsito Semanal (TS): Es el número total de vehículos que pasan durante una semana.
- Tránsito Diario (TD): Es el número total de vehículos que pasan durante un día.
- Tránsito Horario (TH): Es el número total de vehículos que pasan durante una hora.
- Tasa de flujo o flujo (q): Es el número total de vehículos que pasan durante un período inferior a una hora. En este caso, T < 1 hora.

En todos los casos anteriores los períodos especificados, un año, un mes, una semana, un día, una hora o menos de una hora, no necesariamente son de orden cronológico. Por lo tanto, pueden ser 365 días seguidos, 30 días seguidos,

[6] Rafael Cal y Mayor Reyes Spíndola, Ingeniería de Tránsito – Fundamentos y aplicaciones 7ma ed., Cap. 8, Sección 8.2.2, Pág. 153.

7 días seguidos, 24 horas seguidas y períodos en minutos seguidos inferiores a una hora.

3.3.2 TRÁNSITOS PROMEDIOS DIARIOS (TPD)[7].

Es el número total de vehículos que pasan durante un período de tiempo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del período. De acuerdo al número de días de este período, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedios diarios dados en vehículos por día:

1. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA): $TPDA = \frac{TA}{365}$

2. Tránsito Promedio Diario Mensual (TPDM): $TPDM = \frac{TM}{28,29,30,31}$

3. Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS): $TPDS = \frac{TS}{7}$

Siendo el *TPDA* uno de los elementos primarios para el diseño de las carreteras.

3.3.3 TRÁNSITO DE HORA PICO O DE PUNTA.

Recoge la necesidad de referir el diseño a una hora intermedia que admita cierto grado de tolerancia a la ocurrencia de demandas horarias extremas, que podrían quedar insatisfechos o con menores niveles de comodidad para la conducción.

[7] Rafael Cal y Mayor Reyes Spíndola, Ingeniería de Tránsito – Fundamentos y aplicaciones 7ma ed., Cap. 8, Sección 8.2.3, Pág. 153.

El volumen de tránsito de la hora pico o 30 HD[8] se sitúa normalmente entre el 12 y 18% del TPDA en el caso de las carreteras rurales, con un término medio bastante representativo del 15% de dicho TPDA.

En carreteras urbanas este volumen se ubica entre 8 y 12% del TPDA por lo que es válida la práctica de utilizar un 10% del TPDA como valor de diseño.

3.3.4 FACTOR HORA PICO (FHP).

Es la relación que siempre será igual o menor que la unidad, entre la cuarta parte del volumen de tránsito durante la hora pico y el volumen mayor registrado durante el lapso de 15 min dentro de dicha hora pico. Los volúmenes horarios pueden ser afectados por este factor, en general, cuando es menor de 0.85, ya que las condiciones operativas y fluctuaciones son relevantes. Este factor se representa mediante la siguiente ecuación:

$$FHP = \frac{VHMD}{4q}$$

Donde:

$VHMD$: Volumen horario de máxima demanda.

q: Flujo máximo.

Los factores de hora pico para carreteras de dos carriles para los volúmenes de la hora de máxima demanda se presentan en la siguiente tabla.

[8] Trigésima hora de Diseño.

Tabla 3. 1 Factores de Hora Pico para carreteras de dos carriles.

VOLUMEN HORARIO (vehiculos/hora)	Factor de Hora Pico
100	0.83
200	0.87
300	0.90
400	0.91
500	0.91
600	0.92
700	0.92
800-900	0.93
1000-1400	0.94
1500-1800	0.95
1900	0.96

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual, 1994.

Para convertir el flujo de la demanda horaria en flujo equivalente se realiza mediante la ecuación siguiente:

$$V = \frac{VHP}{FHP}$$

Donde:

V: Flujo equivalente del tráfico, veh/hora

VHP: Volumen de la hora de máxima demanda, veh/hora/sentido

FHP: Factor de la hora pico.

3.3.5 DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL DEL TRÁFICO.

Durante la hora pico en una carretera de dos o múltiples carriles, uno de los sentidos se encuentra más cargado de vehículos que su sentido contrario, llegando a ser este superior al 60% en algunos casos, ya que se tiene que generar la cantidad de carriles suficientes para mantener el nivel de servicio de la vía.

3.3.6 EXPANSIÓN DE VOLÚMENES DE TRÁNSITO.

En la mayoría de las vías, no siempre se dispone de toda la información de volúmenes a través de períodos largos como un año, por lo tanto, es necesario contar con estaciones maestras de aforo permanente o periódico, que permitan determinar factores de expansión y ajuste aplicables a otros lugares que tengan comportamientos similares, y en los cuales se efectuaría la medición de aforos en períodos cortos. Existen 3 tipos de estaciones que ayudan a realizar ajustes de expansión al volumen de tráfico aforado.

- Estaciones Permanentes o de mayor cobertura: Se realizan aforos dos o tres veces al año durante 24 horas, de esta forma se conoce la intensidad del tráfico durante los períodos de verano e invierno. Estas estaciones permiten un conocimiento de las variaciones típicas del tráfico y de la frecuencia de las intensidades horarias a lo largo del año así como la obtención de la tendencia de este a largo plazo.
- Estaciones de Control*:* Tienen por objeto conocer las variaciones diarias, semanales y estacionales para establecer unas leyes que puedan aplicarse a un grupo de estaciones similares o a fines. En nuestro país estas estaciones se realizan en caminos de adoquinados y asfalto, en tramos donde el tráfico es menor que en una estación permanente.
- Estaciones Sumarias: En este tipo de estación se realiza como mínimo un aforo anual durante 12 horas diarias (de 6:00 am a 6:00 pm) en períodos de 3 días (martes, miércoles y jueves) generalmente en todo el transcurso del año y se efectúan en épocas de verano y/o invierno. A diferencia de las estaciones de control, en estas se realizan aforos en caminos que no han sido pavimentados, pero que tienen una afluencia vehicular moderada.

El volumen de tránsito se determina partiendo de los datos del conteo vehicular realizado en un período de días determinados en un tiempo de 12 horas consecutivas. Sin embargo, como ya se había mencionado anteriormente, debido a la duración del período de conteo, los resultados deben ajustarse y ser multiplicados por los factores que son determinados por las estaciones maestras para tomar en cuenta la variación diaria, semanal y estacional del tráfico, y de esta manera obtener la proyección del TPDA.

3.3.6.1 Factores de expansión

Cuando los conteos no son realizados durante las 24 horas o durante largos períodos de tiempo, se hace uso de los factores de expansión, tales como: factor de expansión día, factor de expansión semana y factor de expansión temporada.

Cada uno de estos factores es calculado para cada tipo de vehículo que exista dentro de la clasificación que se utiliza en los conteos volumétricos.

3.4 CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LAS CARRETERAS

3.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS A NIVEL REGIONAL.

En la clasificación funcional de las carreteras regionales, se establecen 5 tipos entre rurales y suburbanas, con límites en lo que respecta a volúmenes de tránsito para diseño, que por el rango inferior no deben ser a los 500 vehículos promedio diario, por consiguiente están fuera de consideración las carreteras urbanas, al igual que los caminos vecinales o locales.

- Autopistas Regionales*:* Las autopistas regionales deben construirse cuando los volúmenes de tránsito para diseño resultan mayores de 20,000 vehículos promedio diario.
- Troncales Suburbanas: Las carreteras dentro de esta clasificación están diseñadas fundamentalmente para atender demandas de tránsito que, al término del período de diseño llegaran a alcanzar volúmenes comprendidos entre 10,000 y 20,000 vehículos promedio diario (vpd).
- Troncales Rurales: Las carreteras clasificadas en esta categoría, constituyen los ejes principales y de mayor significación en la estructura de la red regional centroamericana. Los rangos de los volúmenes de tránsito de este tipo son variables los cuales al año de diseño podrían llegar hasta los 20,000 vehículos por día promedio, con limites inferiores sensiblemente bajos de 500 vpd.
- Colectoras Suburbanas: Este tipo de carreteras atienden una demanda de tránsito que pueden alcanzar hasta los 10,000 vpd, aunque la demanda vehicular puede disminuir sensiblemente.
- Colectoras Rurales: Este tipo de carreteras generalmente sirve al tránsito con recorridos de menores distancias relativas, que se mueve entre ciudades, pueblos y vías, sirve así mismo como alimentador de las arterias troncales y de la colectoras suburbanas. Sus volúmenes de tránsito para diseño se ubican entre los 10,000 y 500 vehículos por día.

3.4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS A NIVEL NACIONAL.

En Nicaragua la clasificación funcional actualmente utilizada, es del año 1975 que establece el concepto básico de nivel de servicio brindado por las facilidades que va exigiendo cada vez al creciente movimiento del tráfico, sin embargo en el 2004 se realizó una revisión a la clasificación funcional existente, siendo necesaria una actualización de esta, tratando de ajustar los rangos y parámetros

de acuerdo a las condiciones de ese entonces, esto producto de los cambios que se habían generado en los caminos rurales en todo ese tiempo.

La longitud de viaje, la velocidad de operación y la necesidad de acceso a las propiedades adyacentes son factores interdependientes que al relacionarlas a las tres clasificaciones principales (Troncales, Colectoras y Caminos Vecinales) hay una interacción constante entre ellos.

Y como parte del desarrollo del mismo sistema vial, además de la clasificación funcional, se ha adoptado también la siguiente:

3.4.2.1. Por el tipo de construcción.

- Caminos pavimentados: construidos plenamente desde el punto de vista de ingeniería. La superficie de rodamiento ésta formada por capas de concreto asfáltico, concreto hidráulico o adoquines.
- Caminos revestidos*:* aquellos cuyo trazo geométrico ha sido diseñado bajo normas de ingeniería. La superficie de rodamiento está formada por capas de material selecto cuyo espesor mínimo es de 25 cm.
- Caminos de todo tiempo*:* su trazado geométrico no ha sido diseñado, se ajusta más que todo a la topografía del terreno. Permiten la circulación del tráfico todo el año y la superficie de rodamiento es de material selecto con 15 cm de espesor mínimo.
- Caminos de estación seca (o de verano): caminos sin ningún diseño geométrico, carecen de drenaje por lo que el tráfico queda interrumpido en época de lluvia. La superficie de rodamiento la constituye el terreno natural y carece de material de recubrimiento.

3.4.2.2. Clasificación funcional.

La Tabla B. 2 (*Ver Anexo B*), presenta la clasificación de las carreteras que conforman la red vial básica de Nicaragua.

3.5 PERÍODO DE DISEÑO.

Se refiere al período que debe cubrir una estrategia de diseño. En el pasado eran usados típicamente períodos de diseño de 20 años hasta finales del año 1976.

En la actualidad, para establecer el período de diseño de una vía se deben tomar en cuenta distintas consideraciones como la evaluación del costo del proyecto, lo cual no está contemplado en este documento, y el volumen del tráfico que circula por la vía. Puede considerarse usar un período largo de diseño para incluir una rehabilitación o cuando el volumen de tráfico en autopistas urbanas es alto. En la siguiente tabla se muestra los períodos de diseño en dependencia de la clasificación de la carretera.

Tabla 3. 2 Períodos de diseño en dependencia de la clasificación de la carretera.

TIPO DE CARRETERA	PERIODOS DE DISEÑO (AÑOS)
Autopista Regional	30 - 50
Troncal Suburbana	15 - 30
Troncal Rural	
Colectora Suburbana	10 - 20
Colectora Rural	

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

3.6 PROYECCIONES DEL TRÁNSITO.

La proyección del tránsito de una carretera a su período de diseño, tiene muchas aplicaciones, ya que constituye un importante parámetro de referencia para la identificación y cuantificación de los componentes primarios del diseño geométrico, tales como el número de carriles, el ancho del carril, la velocidad de diseño y el vehículo de diseño. En el diseño del pavimento, descrito más adelante, es también de gran importancia el conocer el tránsito proyectado a su período de diseño, ya que este soportará el tránsito inicial y aquel que pase durante su vida de servicio, sin embargo no es fácil calcular tales cargas, puesto que en el tránsito futuro intervienen valores muy complejos que guardan estrecha relación con indicadores de las múltiples actividades humanas, que tienen incidencia en el transporte automotor.

Para la determinación del volumen del tráfico hasta el período de diseño seleccionado, se hace uso de las tasas generadas por la correlación de variables económicas y sociales con el TPDA.

Los factores utilizados para las proyecciones del tráfico y que impactan fuertemente son los crecimientos poblacionales y el comportamiento del Producto Interno Bruto (PIB)[9], y del Ingreso Per Cápita (IPC)[10], por lo que mínimas variaciones en los datos para los crecimientos de las tasas de crecimientos poblacionales y de crecimiento económico, pueden provocar cambios significativos en el volumen vehicular proyectado y su composición.

Para efectos de este estudio, las proyecciones de tráfico se efectúan a través de la definición de las hipótesis que a continuación se describen:

[9] Producción total de bienes y servicios finales en una economía durante un año.
[10] Indicador que se utiliza para medir el grado de bienestar de un país y compararlos entre los demás países.

- Para el año de inicio de operación de la carretera se considera que se manifestarán solamente dos tipos de tráficos, esto son tráfico actual y tráfico desarrollado.
- Se utiliza un porcentaje de crecimiento para las proyecciones geométricas del tráfico de la carretera hasta el horizonte del proyecto.
- Se cuantifican los volúmenes, asumiendo que sobre la carretera en estudio actualmente existe un tráfico y se proyecta a partir de éste, en base a las tasas de crecimiento que se definen en este estudio.
- Los volúmenes proyectados se presentan cronológicamente año a año, (tomándose el año de inicio de proyección como año uno de operación de la carretera), a fin de presentar el crecimiento del tráfico a lo largo de su vida útil.

3.6.1 TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO.

Se refiere al cambio en el número de vehículos en un lugar determinado durante un período de tiempo, este valor es expresado en porcentaje (%). Para determinar la tasa anual de crecimiento del tránsito de una carretera se utilizan dos procedimientos.

El primero se fundamenta en el análisis de las tendencias históricas del comportamiento del tránsito, conocidas mediante registros de los volúmenes durante un período mínimo de tres años de duración, para desprender de ellas las hipótesis de crecimiento más probable del tránsito durante los años venideros, en sus diferentes componentes de la corriente vehicular.

El segundo método reconoce que los pronósticos del tránsito guardan estrecha relación con indicadores socioeconómicos nacionales o locales, que tienen

incidencia en el transporte automotor, como el comportamiento del Producto Interno Bruto (PIB) y el crecimiento de la población, lo que permite obtener proyecciones más aceptables acerca de los futuros volúmenes de tránsito por la carretera.

3.6.2 CÁLCULO DE LAS PROYECCIONES DEL TRÁNSITO.

Para el cálculo de las proyecciones del tránsito se debe partir por el modelo exponencial expresado mediante la siguiente fórmula:

$$TPDA_{Final} = TPDA_{Inicial} * (1 + i)^n$$

Donde:

$TPDA_{Final}$: Tránsito promedio diario anual al final del período de diseño.

$TPDA_{Inicial}$: Tránsito promedio diario anual al inicio del período de diseño.

n: Período de diseño.

i: Tasa anual del crecimiento del tránsito.

3.6.3 TIPOS DE TRÁNSITO

3.6.3.1 Tránsito Actual (Ta).

Es la composición de una cantidad de vehículos que durante una unidad de tiempo viajan en ambas direcciones, en una determinada carretera o entre origen y destino.

3.6.3.2 Tránsito Futuro (Tf).

El tránsito futuro se compone del valor proyectado del tránsito a partir del año en que se espera sea concluida la ejecución del proyecto. Este se divide en:

- Tránsito Normal (Tn): Es el resultante del crecimiento esperado del tránsito en las vías existentes, aunque no se lleve a cabo un proyecto. Es calculado aplicándose las tasas de crecimiento, obtenidas a través del análisis por métodos estadísticos del tránsito pasado.
- Tránsito Desviado o Tránsito Atraído (Td): Es el resultante del crecimiento esperado del tránsito, desviado de otras carreteras u otros medios de transporte (tránsito atraído), a la carretera proyectada (nueva o mejorada) en virtud de un menor costo de transporte.
- Tránsito Generado (Tg): Es el tránsito consecuente de las facilidades creadas por la construcción o mejoramiento de una carretera, sin los cuales no sería generado.

3.6.3.3 Tránsito para el Proyecto.

Es el tránsito total (TT) que se espera de la ejecución de un proyecto, este se compone de:

- Los tránsito actual, normal, atraído y generado en el caso de proyectos de mejoramiento:

$$TT = Ta + Tn + Td + Tg$$

- De los tránsito desviados, atraído y generado en el caso de proyectos de nuevas carreteras:

$$TT = Td + Tg$$

3.7 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se abordan los datos obtenidos del tráfico, con su respectivo análisis así como también se establecen los elementos que definirán el diseño geométrico y la estructura de pavimento de la vía.

La metodología describe los procedimientos utilizados en los estudios de campo, desarrollados durante el estudio del tránsito y trabajos de gabinete, estos incluyen conteos volumétricos del tráfico tomando en cuenta su clasificación, cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y su proyección al período de diseño seleccionado, así como también el cálculo del tránsito de diseño a ser utilizado para el diseño del pavimento.

3.7.1 INFORMACIÓN EXISTENTE

La recopilación de la información histórica existente de las Estaciones de Conteos Volumétricos del tráfico del Sistema de Administración de Pavimentos – PMS, de la División General de Planificación – DGP y del Ministerio de Transporte e Infraestructura – MTI, localizadas en la red de carreteras que aportaran parte de sus flujos vehiculares actuales a la corriente vehicular de la carretera NIC – 23B.

Para ello se revisó el tráfico histórico de las estaciones sumarias No. 2302 (La Libertad – Santo Domingo) y la estación de mayor cobertura o permanente No. 700 (Empalme Camoapa - Tecolostote) correspondiente al aforo del año 2011, localizada en el tramo de carretera NIC – 7, debido a que esta es la estación maestra de la zona y son los datos más recientes. Las tablas B.3 y B.4 respectivamente (*Ver Anexo B*), presentan las series históricas de estas estaciones.

3.7.2 AFORO VEHICULAR.

Para la realización del aforo vehicular, se procedió a ubicar las estaciones de conteos en zonas con adecuada visibilidad y con amplitud en los hombros de modo que se permitiera captar el tráfico en ambos sentidos de la vía.

El conteo y la clasificación vehicular[11] fue realizado por la empresa Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores (EDICO), este se realizó durante 5 días, iniciando un día Viernes y finalizando el día Martes, (Martes uno de los días medios, Lunes y Viernes, días altos y Sábado y Domingo fines de semana), durante 12 horas continuas entre las 06:00 horas y las 18:00 horas. Estando ubicada la estación de conteo en la intersección El Tamaguás a 1.5 Km de distancia de la ciudad de Santo Domingo.

Para obtener resultados precisos, se contó y clasificó el cien por ciento de los vehículos que circulan en ambas direcciones, los resultados del aforo realizado en el período se muestran en la Tabla B. 5 (*Ver Anexo B*).

Los datos obtenidos reflejan que el 53.80% del total de vehículos eran vehículos livianos, el 6.80% son vehículos de transporte público de pasajeros mientras que los vehículos pesados de carga representan un 39.03% de este total. La estructura porcentual del TPD (tránsito promedio diario) de 12 horas presenta como mayoritariamente a las camionetas Pick Ups con el 26% predominando así sobre los diferentes tipos de vehículos.

[11] Clasificación según Tabla B. 1 (Anexo B), Capitulo III – Secc. 3.2

3.7.3 CÁLCULO DEL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)

Para obtener el TPDA, se necesita conocer el número total de vehículos que pasan durante todo un año por un punto de referencia, para lograr esto los volúmenes de tráfico diario de doce horas se expandieron a tráfico de 24.0 horas, haciendo uso del Factor de expansión día por tipo de vehículo de la estación Sumaria Nº 2303 del Sistema de Administración de Pavimento (PMS) del MTI, localizada en el tramo de carretera NIC. 23B (La Libertad – Santo Domingo) a la altura del kilómetro 190 + 625, correspondiente al conteo del año 2011.

Además, debido a que la investigación de campo se realizó durante cinco días, se hizo uso de los Factores de expansión semana de la Estación Sumaria de Conteos Volumétricos de Tráfico Nº 2303 (La Libertad – Santo Domingo). Los factores se presentan en la Tabla B. 3 (*Ver Anexo B*), cabe señalar que los factores utilizados de esta estación fueron los antes mencionado, *Factor Día y Factor Semana*.

Para la corrección estacional se hizo uso de los factores de ajustes de la Estación de mayor cobertura N° 700, tramo: Camoapa – Tecolostote, Conteo 1, localizada en el tramo de Carretera NIC. – 7, la Tabla B. 4 (*Ver Anexo B*) presenta los factores de ajustes por tipo de Vehículos, debido a que ésta es la estación maestra de la zona y son los datos más recientes disponibles y garantizan una mayor veracidad para la desestacionalización de los datos obtenidos de campo, no haciéndose uso de los factores día y semana de esta estación permanente, debido a que al realizarse 24.0 horas continuas y siete días de la semana, estos factores son igual a uno.

En las siguientes tablas se presenta la expansión vehicular del aforo realizado:

Tabla 3. 3 Cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual.

RESUMEN SEMANAL DEL AFORO (12 HRS).

DÍA	VEHÍCULOS LIVIANOS				PESADOS DE PASAJEROS			PESADOS DE CARGA				VEH. PESADOS		OTROS	TOTAL (VPD)
	MOTOS	AUTOS	JEEP	CTA	MBUS	MB > 15 P	BUS	LIV. C2	C2	C3	T3 S2	VEH. CONS.	VEH. AGRIC		
Viernes	30	0	13	27	0	1	10	11	18	6	0	0	0	0	116
Sábado	28	0	8	30	0	0	9	21	25	12	0	0	0	0	133
Domingo	21	0	10	50	2	0	6	9	48	7	0	0	0	0	153
Lunes	32	0	7	39	0	0	8	15	34	4	0	0	0	0	139
Martes	28	1	4	31	0	0	10	10	33	8	0	0	0	0	125
Total	139	1	42	177	2	1	43	66	158	37	0	0	0	0	666
TPDS 12 hr. (vpd)	28	0	8	35	0	0	9	13	32	7	0	0	0	0	133

RESUMEN SEMANAL POR TIPO DE VEHÍCULO EXPANDIDO A 24 Hrs.

Factor día	1.23	1.35	1.33	1.35	1.24	1.24	1.33	1.43	1.66	1.72	1.56	1.00	1.00	1.63	
Viernes	37	0	17	36	0	1	13	16	30	10	0	0	0	0	161
Sábado	34	0	11	41	0	0	12	30	42	21	0	0	0	0	190
Domingo	26	0	13	68	2	0	8	13	80	12	0	0	0	0	222
Lunes	39	0	9	53	0	0	11	21	56	7	0	0	0	0	197
Martes	34	1	5	42	0	0	13	14	55	14	0	0	0	0	179
Total	171	1	56	239	2	1	57	94	262	64	0	0	0	0	948
TPDS 24 hr. (vpd)	34	0	11	48	0	0	11	19	52	13	0	0	0	0	190
Composición del TPDS por tipo de Vehículo (%)	18.03	0.14	5.89	25.20	0.26	0.13	6.03	9.95	27.66	6.71	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00

Factor semana	0.96	1.03	0.97	0.93	1.03	1.18	0.98	0.91	0.89	0.86	1.00	1.00	1.00	1.03	
Factor temporada	1.13	1.07	1.13	1.05	1.34	1.54	1.09	1.12	1.05	1.05	0.78	1.00	1.00	1.50	

TPDA (vpd)	37	0	12	47	1	0	12	19	49	11	0	0	0	0	189
TPDA (%)	19.58	0.16	6.34	24.87	0.53	0.24	6.35	10.05	25.92	5.82	0.00	0.00	0.00	0.00	99.86
	VL = 50.95%				**PP = 7.12%**			**PC = 41.79%**							

VL = Vehículo Liviano, **PP** = Pesados de Pasajeros, **PC** = Pesados de Carga.

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Factor día y factor semana: Estación de corta duración: 2303

Tramo: “La Libertad – Santo Domingo”

Factor temporada: Estación de mayor cobertura N° 700.

Tramo: Camoapa – Tecolostote, Conteo 1.

La Tabla 3. 3 muestra que este tramo tiene un volumen de tráfico actual con un Tránsito Promedio Diario Anual – TPDA de 189 vehículos por día (vpd), siendo un tráfico eminentemente rural.

La estructura del TPDA de 189 vpd en este tramo de la carretera está conformada en su mayoría por vehículos livianos de pasajeros con el 50.95% del total de estos vehículos dentro de la corriente del tráfico, los vehículos del transporte público de pasajeros representan el 7.12%, y los camiones pesados representan el 41.79% del flujo vehicular en el camino.

3.7.4 PERÍODO DE DISEÑO.

Es conveniente recordar que el período de diseño lo define el diseñador. Para la realización de los cálculos de proyecciones del tránsito, se ha tomado un período de diseño de 20 años, basándonos en la Tabla 3.2 (Períodos de diseño en dependencia de la clasificación de la carretera), descrita en la sección 3.5 de este capítulo, que corresponde a la carretera de tipo Colectora Rural.

3.7.5 PROYECCIONES DEL TRÁNSITO

Para la determinación del volumen del tráfico hasta el horizonte del proyecto, el cual es de 20 años, se hizo un análisis de los flujos de tráfico que serán producidos al entrar en operación la carretera y durante su vida útil, bajo la perspectiva de un crecimiento económico basado en las proyecciones del desarrollo del país, dentro del contexto económico mundial y de crecimiento de los principales socios comerciales de Nicaragua.

Las series históricas de los volúmenes de tráfico de la carretera servirán como base de las proyecciones junto al análisis de otras variables, tales como:

- Tasas de Crecimiento del Producto Interno Bruto PIB e Ingreso Per Cápita IPC (2002 – 2011)
- Datos poblacionales y los pronósticos de crecimiento del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) para el período 2000 – 2025 y los resultados del VIII Censo de Población y IV de Vivienda 2009.
- Serie históricas del TPDA de la estación permanente Nº 700 (2002 – 2011).

Se ha realizado un análisis de los flujos de tráfico que se originarán durante la vida útil del proyecto, desde la perspectiva del crecimiento y desarrollo socioeconómico de Nicaragua, a fin de considerar las posibles afectaciones de este contexto en el desarrollo social y económico, al igual que los impactos en la corriente de tráfico.

El posible escenario del comportamiento socioeconómico del país es el descrito a continuación:

Con la crisis económica mundial, el crecimiento de la economía nacional, se vio truncado al entrar la economía mundial en recesión, lo cual impacto fuertemente en los países más pobres.

La recuperación de la actividad económica de Nicaragua comenzó en el segundo semestre del 2009 y se ha intensificado en el primer semestre del año 2010 manteniendo un comportamiento similar en los siguientes años, pero muestra una tendencia a desacelerarse, según el tercer informe de Coyuntura Económica 2013, presentado por la Fundación Nicaragüense para el Desarrollo Económico y Social (FUNIDES) en noviembre del 2013. El Grafico B.1 muestra dicho comportamiento. (*Ver Anexo B*).

Los resultados del estudio, indican que el crecimiento económico ha sido

impulsado por la demanda externa, debido a que en el primer semestre de 2010 las exportaciones crecieron en 27.6% y las importaciones 13.2%. Es importante mencionar que aunque el dinamismo de las exportaciones ha sido generalizado, no obstante, los sectores que presentaron un mayor incremento son minería (93.2%), agropecuarios (35.1%) y manufactura (31.2%).

Ante esta situación económica del País, las perspectivas de crecimiento anunciada por funcionarios del Gobierno de Nicaragua se estiman en un orden del 3.0 %, sin embargo se considera un incremento similar en términos PIB, por lo que se asumirá como tasa de crecimiento del PIB, para el período 2011 – 2013, del 3.50 %.

A partir del año 2014, se considera que el país iniciará una recuperación lenta pero sostenida con tasas anuales del PIB del orden del 4.0 % hasta el año 2018; en el quinquenio 2019 – 2023, el crecimiento anual de la economía pasará al orden del 4.50 %, para el tercer quinquenio (2024 – 2028) de operación de la carretera, se considerará un crecimiento del PIB del orden del 5.0 % y para el último quinquenio de operación de la carretera, se considera un crecimiento anual del PIB para ese período (2029 – 2033), del 5.50 %.

Al multiplicar estas cifras por la Elasticidad de la correlación entre el TPDA de la Estación Permanente Nº 700 en el período 2002 – 2011 con el PIB de ese mismo período (datos obtenidos de la página del BCN), genera un valor de 0.8, obteniéndose las tasas de crecimiento del TPDA de los vehículos de carga que son los vehículos de transporte que mueven la producción hacia los mercados, lo mismo que los insumos para la producción. Para el período 2011 – 2013, el factor de crecimiento que se utilizará será del 3.50 %, para el primer quinquenio de operación de la carretera (2014 – 2018) el valor será del 3.29 %, para el segundo quinquenio (2019 – 2023), el factor de crecimiento será igual a

3.70 %, para el tercer quinquenio (2024 – 2028), el factor de crecimiento será de 4.11 % y para el último quinquenio el factor de crecimiento será de 4.52 %.

Tabla 3. 4 Factores de crecimiento del TPDA Normal para Vehículos de Carga.

AÑO	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB	ELASTICIDAD PIB – TPDA	FACTORES DE CRECIMIENTO ANUAL (%)
2011 - 2013			3.50%
2014 - 2018	4.00%	0.8	3.29%
2019 - 2023	4.50%	0.8	3.70%
2024 - 2028	5.00%	0.8	4.11%
2029 - 2033	5.50%	0.8	4.52%

Fuente: Elaboración propia del Autor.

La segunda variable analizada fue el crecimiento poblacional, para lo cual se asumió una tasa de crecimiento del 1.67 %, que es resultante de la tasa de crecimiento de la población Nacional durante el período 2002 – 2011, y obtenida por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC, del VIII Censo poblacional del año 2009. La Tabla B. 6 (*Ver Anexos B*) presenta los resultados oficiales de este Censo Poblacional.

Para la variable Tráfico se estudió la historia de la estación Permanente Nº 700 correspondiente al tramo Empalme Camoapa - Tecolostote, de la Carretera NIC. – 7, cuya Tasa de crecimiento según la revista Anuarios de Aforos de Tráfico 2011, es del 5.10 % en los últimos cuatro años.

Al multiplicar las cifras del PIB por la Elasticidad de la correlación entre el TPDA de la estación permanente No 700 con la densidad poblacional (POB), de ese mismo período, genera un valor de 2.83 %, obteniéndose las tasas de crecimiento del TPDA de los vehículos livianos y pesados de pasajeros, que

son los vehículos de transporte que mueven la mayor cantidad de población hacia los diferentes destinos. Estas tasas se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3. 5 Factores de crecimiento del TPDA Normal para vehículos livianos y pesados de pasajeros.

AÑO	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB	ELASTICIDAD POB – TPDA	FACTORES DE CRECIMIENTO ANUAL (%)
2011 - 2013			3.50%
2014 - 2018	4.00%	2.83	11.32%
2019 - 2023	4.50%	2.83	12.74%
2024 - 2028	5.00%	2.83	14.15%
2029 - 2033	5.50%	2.83	15.57%

Fuente: Elaboración propia de Autor.

El comportamiento del Producto interno Bruto – PIB, y el crecimiento poblacional (POB) en el período 2002 – 2011 y la ecuación de regresión de correlacionamiento tanto del PIB como el POB con el TPDA de la estación permanente No. 700 se presentan en las Tablas B.7 y B.8 y la curva de regresión se presentan en los Gráficos B. 2 y B. 3 (*Ver Anexos B*).

3.7.6 PROYECCIÓN DEL TRÁFICO NORMAL.

El tráfico normal lo conforma el tráfico que continuará creciendo independiente de las condiciones físicas y geométricas del camino. Los resultados de las proyecciones del TPDA Normal de la carretera, por cada tipo de vehículo, se presentan en la Tabla 3.6 en la presentación de resultados.

Los volúmenes proyectados se presentan cronológicamente año a año, y fueron realizados en base a los resultados del conteo hecho en el año 2011 proyectándose al año 2014 (primer año de operación) tomando en cuenta que el

período 2011– 2013 corresponde al período de diseño y construcción, a fin de presentar el crecimiento del tráfico a lo largo de su vida útil.

3.7.7 TRAFICO DESARROLLADO.

Para cuantificar el tráfico desarrollado por efecto del proyecto, se hizo uso de los resultados de las proyecciones de la producción agrícola y ganadera, cuantificada por el estudio económico tanto de la producción sin proyecto como la producción con proyecto presentada en la Tabla B.9 (*Ver Anexos B*) para lo cual se realizaron las siguientes hipótesis:

- La producción sin proyecto es transportada por el tráfico actual del camino.

- La producción con proyecto es el incremento productivo.

- Se asume que el índice de utilización de la capacidad de carga de los camiones es del 51.52 %.

- Los vehículos livianos (Jeep y Camionetas Pick Up), también sufren un incremento, como consecuencia de la mayor producción y productividad agrícola de la zona de influencia del camino.

- Se calcula el número de vehículos livianos que se desarrollan por efecto del crecimiento de la producción agropecuaria, a partir del tráfico normal del año 2014.

- Para determinar la cantidad de vehículos en el año uno de operación, se multiplicaron los vehículos livianos asociados a la producción (jeep y

Camionetas), por las Tasas de crecimiento anual de la producción agropecuaria obtenida en el primer año de proyecto y que es proporcionada por el Estudio de Factibilidad Económica, la que se presentan en la Tabla 3.7, para obtener el tráfico desarrollado de este tipo de vehículos.

- Los camiones C2, se cuantificaron a partir de la producción agrícola y ganadera de la zona para la condición con y sin proyecto.

Los resultados del tránsito desarrollado se presentan en la Tabla 3. 7.

3.7.8 TRÁNSITO TOTAL.

El tráfico Total lo conforma la suma del tráfico normal más la adición del tráfico desarrollado, el tráfico total del proyecto se presenta en la Tabla 3.8.

3.7.9 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Tabla 3. 6 Proyección del Tránsito Normal.

AÑO	Vehículos Livianos				Pesados de Pasajeros			Pesados de Carga				Veh. Pesados		Otros	Total (vpd)
	Motos	Autos	Jeep	Cta	Mbus	Mb> 15 P	Bus	Liv C2	C2	C3	T3S2	Veh. Cons.	Veh. Agric		
2011	37	0	12	47	1	0	12	19	49	11	0	0	0	0	189
2012	38	0	13	48	1	0	13	20	51	12	0	0	0	0	196
2013	40	0	13	50	1	0	13	21	53	12	0	0	0	0	203
2014	44	0	15	56	1	1	15	21	54	13	0	0	0	0	219
2015	49	0	16	62	1	1	16	22	56	13	0	0	0	0	236
2016	55	0	18	69	1	1	18	23	58	14	0	0	0	0	256
2017	61	0	20	77	1	1	20	23	60	14	0	0	0	0	277
2018	68	0	22	85	1	1	22	24	62	14	0	0	0	0	301
2019	77	0	25	96	1	1	25	25	64	15	0	0	0	0	330
2020	86	0	29	109	2	1	28	26	66	16	0	0	0	0	363
2021	97	0	32	122	2	1	32	27	69	16	0	0	0	0	399
2022	110	0	36	138	2	1	36	28	71	17	0	0	0	0	440
2023	124	0	41	156	2	2	41	29	74	17	0	0	0	0	485
2024	141	0	47	178	3	2	47	30	77	18	0	0	0	0	542
2025	161	0	53	203	3	2	53	31	80	19	0	0	0	0	606
2026	184	0	61	231	3	2	61	33	84	20	0	0	0	0	678
2027	210	0	69	264	4	3	69	34	87	20	0	0	0	0	761
2028	240	0	79	302	4	3	79	36	91	21	0	0	0	0	854
2029	277	0	91	349	5	3	91	37	95	22	0	0	0	0	971
2030	320	0	106	403	6	4	105	39	99	23	0	0	0	0	1105
2031	370	0	122	465	7	4	122	41	103	24	0	0	0	0	1259
2032	428	0	141	538	8	5	141	42	108	25	0	0	0	0	1436
2033	494	0	163	622	9	6	163	44	113	26	0	0	0	0	1641

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Tabla 3. 7 Tasas de crecimiento de la producción agropecuaria y proyección del tránsito desarrollado.

AÑO	PRODUCCIÓN AGROPECUARIA		TRÁNSITO DESARROLLADO				
	INCREMENTO PRODUCTIVO (TON)	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL (%)	VEHÍCULOS LIVIANOS		VEHÍCULOS DE CARGA		TPDA (vpd)
			Jeep	Cta. Pick Up	C2 (Liv.)	C2	
2014	608.00		4	12	1	1	17
2015	755.00	1.24	5	15	0	1	20
2016	909.00	1.20	6	18	0	1	25
2017	1105.00	1.22	6	20	1	1	29
2018	1272.00	1.15	7	23	1	1	33
2019	1439.00	1.13	8	26	1	2	38
2020	1634.00	1.14	9	29	2	2	42
2021	1829.00	1.12	10	33	2	2	47
2022	2031.00	1.11	11	36	2	2	52
2023	2242.00	1.10	13	41	3	2	59
2024	2542.00	1.13	14	44	5	3	66
2025	2778.00	1.09	15	49	5	3	72
2026	2930.00	1.05	17	54	6	3	79
2027	3297.00	1.13	18	58	7	4	87
2028	3580.00	1.09	20	64	7	4	95
2029	3871.00	1.08	22	69	9	4	104
2030	4175.00	1.08	24	76	10	5	114
2031	4493.00	1.08	26	83	12	5	125
2032	4825.00	1.07	28	89	14	5	137
2033	5173.00	1.07	31	100	16	6	153

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Tabla 3. 8 Proyección del tránsito (Tránsito Total).

ANO	Vehículos Livianos				Pesados de Pasajeros			Pesados de Carga				Veh. Pesados		Otros	Total (vpd)
	Motos	Autos	Jeep	Cta	Mbus	Mb> 15 P	Bus	Liv C2	C2	C3	T3S2	Veh. Cons.	Veh. Agric		
2011	37	0	12	47	1	0	12	19	49	11	0	0	0	0	189
2012	38	0	13	48	1	0	13	20	51	12	0	0	0	0	196
2013	40	0	13	50	1	0	13	21	53	12	0	0	0	0	203
2014	44	0	19	68	1	1	15	22	55	13	0	0	0	0	236
2015	49	0	21	77	1	1	16	22	57	13	0	0	0	0	256
2016	55	0	24	87	1	1	18	23	59	14	0	0	0	0	280
2017	61	0	27	97	1	1	20	24	61	14	0	0	0	0	306
2018	68	0	30	109	1	1	22	26	63	14	0	0	0	0	334
2019	77	0	34	123	1	1	25	27	66	15	0	0	0	0	367
2020	86	0	38	138	2	1	28	28	68	16	0	0	0	0	405
2021	97	0	42	155	2	1	32	29	71	16	0	0	0	0	446
2022	110	0	47	174	2	1	36	30	74	17	0	0	0	0	491
2023	124	0	54	196	2	2	41	32	77	17	0	0	0	0	544
2024	141	0	60	222	3	2	47	35	80	18	0	0	0	0	607
2025	161	0	68	252	3	2	53	37	83	19	0	0	0	0	678
2026	184	0	77	285	3	2	61	39	87	20	0	0	0	0	758
2027	210	0	88	323	4	3	69	41	91	20	0	0	0	0	848
2028	240	0	99	365	4	3	79	43	95	21	0	0	0	0	949
2029	277	0	113	418	5	3	91	46	99	22	0	0	0	0	1075
2030	320	0	129	478	6	4	105	49	104	23	0	0	0	0	1219
2031	370	0	148	548	7	4	122	53	108	24	0	0	0	0	1385
2032	428	0	169	627	8	5	141	57	113	25	0	0	0	0	1573
2033	494	0	194	721	9	6	163	61	119	26	0	0	0	0	**1,794**

Fuente: Elaboración propia de Autor.

Del total de vehículos en el año 2033 (1,794.00 vpd) los vehículos livianos representan el 79% del TPDA, el 10% son vehículos de transporte público de pasajeros y el 11% son los vehículos pesados de carga.

3.7.10 TRÁNSITO DE DISEÑO.

El tránsito de diseño o número de las repeticiones esperadas de los vehículos es uno de los factores principales que se toma en cuenta para el diseño de la estructura del pavimento.

El método de diseño que se utilizara para el cálculo del espesor del pavimento es el de la Asociación del Cemento Portland (PCA por sus siglas en inglés) y este método recomienda que se considere únicamente el tráfico pesado, como microbuses+15[12] y camiones con 6 ruedas o más, es decir que se desprecie todo tráfico ligero, como automóviles, pick-ups de 4 llantas y microbuses-15[13]. Es conveniente para propósitos de diseño calcular el número total de vehículos pesados esperados durante el período de diseño.

Toda la información referente al tráfico termina siendo empleada para conocer el número de repeticiones esperadas durante todo el período de diseño de cada tipo de eje. Para poder conocer estos valores tendremos que conocer varios factores referentes al tránsito, como lo es el tránsito promedio diario anual en el año base (TPDA), el período de diseño seleccionado, la tasa anual de crecimiento, el porcentaje que representa cada tipo de eje en el TPDA, el factor de crecimiento del tráfico, el factor direccional y el factor de distribución por carril. Las cargas más pesadas por eje, que se esperan durante el período de diseño, son las que definen los esfuerzos a los que va a estar sometido el pavimento.

[12] Micro+15: Microbuses con capacidad de más de 15 pasajeros.
[13] Micro-15: Microbuses con capacidad de 15 pasajeros como máximo.

- Factor de Crecimiento Anual (FCA): Se procede a realizar una estimación del crecimiento del tráfico por cada tipo de vehículo, también es necesario realizar la estimación del peso de los vehículos por ejes y la clasificación de acuerdo con la tabla de pesos y dimensiones del MTI, la cual se muestra en la tabla E. 1 (*Ver Anexos E*).

Para obtener el factor de crecimiento anual del tráfico, es necesaria la siguiente expresión:

$$FCA = \frac{(1+g)^n - 1}{(g)(n)}$$

Donde:

FCA: Factor de crecimiento anual.

g: Tasa de crecimiento anual.

n: Período de diseño en años.

La tasa de crecimiento del tránsito fue estimada en la sección 3.7.5 de este capítulo, en donde se presenta una tasa de crecimiento producto de la correlación entre el TPDA de la estación 700 y el PIB de 11.32 % para los vehículos livianos y pesados de pasajeros, y de 3.29 % para los vehículos pesados de carga.

Aunque normalmente estas estructuras se diseñan para períodos mayores de 20 años, este es el comúnmente empleado en el procedimiento de diseño de pavimentos.

Dando como resultado el factor de crecimiento anual para los vehículos livianos y pesados de pasajeros:

$$FCA = \frac{(1 + 0.1132)^{20} - 1}{(0.1132)(20)} = \mathbf{3.330442}$$

Y para los vehículos pesados de carga:

$$FCA = \frac{(1 + 0.0329)^{20} - 1}{(0.0329)(20)} = \mathbf{1.383862}$$

Tomando en cuenta los siguientes criterios para el cálculo de las repeticiones esperadas:

- Factor Direccional (FD): El factor direccional o factor de sentido se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido, de manera que para vialidades en doble sentido, se utiliza un factor de 0.5, o en otro caso se determinara mediante la condición más crítica del tráfico. Debido al equilibrio direccional del tránsito presentado en la tabla 3. 9, se considera distribuir el 50 % del tráfico para cada sentido de la vía, obteniendo así un factor FD = 0.5.

Tabla 3. 9 Distribución Direccional del tráfico en la estación Sto. Domingo.

ESTACIÓN DE CONTEO	
DÍA	**DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL**
Viernes	54/46
Sábado	53/47
Domingo	58/42
Lunes	45/55
Martes	49/51

- Factor Carril (FC): Después de verse afectado el tráfico por el factor sentido, también debe de analizarse el número de carriles por sentido mediante el factor carril. En una vía de un solo carril en el sentido de circulación de diseño,

obviamente el 100% del tráfico circulará por ese carril que al mismo tiempo será el carril de diseño de pavimento, por lo que el factor carril será 1. La AASHTO recomienda algunos valores para determinar el factor carril, y se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3. 10 Factor Carril.

Numero de Carriles en una sola dirección.	Fc
1	1
2	0.8 - 1.00
3	0.60 - 0.80
4	0.50 - 0.75

Fuente: AASHTO Guide for Desing of Pavement Structures 93, Cap. II, pág. II-9.

La vía está compuesta de dos carriles de circulación, uno por sentido, por lo tanto según la tabla 3. 10 este factor será igual a 1 para este caso.

3.7.10.1 Calculo de las Repeticiones esperadas.

Aplicando la siguiente fórmula para determinar las repeticiones esperadas para el período Pd = 20 años, partiendo del Tránsito Promedio Diario Anual en el año base y se afecta por los factores Direccional, Carril y de Crecimiento, se obtienen los siguientes resultados presentados en la tabla 3.11.

$$Re = TPDA_{año\ base} * \%Te * FD * FC * Pd * FCA * 365$$

Donde:

Re: Repeticiones esperadas.

$TPDA$: Tránsito Promedio Diario Anual en el año base.

$\%Te$: % del tránsito cargado para cada tipo de eje.

FD: Factor Direccional.

FC: Factor Carril.

Pd: Período de diseño, Años.

FCA: Factor de Crecimiento Anual.

365: Días en un año.

Como no se poseen datos de la cantidad de vehículos cargados se considerará que el 100% de ellos lo están (Te=100%).

Tabla 3. 11 Calculo de las Repeticiones Esperadas por Tipo de Vehículo.

TIPO DE VEHICULO	TPDA 2014	% Te	FD	Fc	Pd años	FCA	Días de un año	Repeticiones Esperadas
JEEP	19	100.00%	0.50	1.00	20	3.330442	365	230,966
CAMIONETA	68	100.00%	0.50	1.00	20	3.330442	365	826,615
MICRO-15	1	100.00%	0.50	1.00	20	3.330442	365	12,156
MICRO+15	1	100.00%	0.50	1.00	20	3.330442	365	12,156
BUS	15	100.00%	0.50	1.00	20	3.330442	365	182,342
C2-LIV	22	100.00%	0.50	1.00	20	1.383862	365	111,124
C2	55	100.00%	0.50	1.00	20	1.383862	365	277,811
C3	13	100.00%	0.50	1.00	20	1.383862	365	65,664

Fuente: Elaboración propia del autor.

Se presenta en la siguiente tabla las repeticiones esperadas por tipo de eje y sus respectivos pesos.

Tabla 3. 12 Repeticiones Esperadas por Tipo de Eje y Peso.

TIPO DE VEHICULO	TIPO DE EJE	PESO DE EJE (KIP)	Re por vehículo	Re por eje
JEEP	Sencillo	2.2	230,966	230,966
	Sencillo	2.2		230,966
CAMIONETA	Sencillo	2.2	826,615	826,615
	Sencillo	4.4		826,615
MICRO-15	Sencillo	4.4	12,156	12,156
	Sencillo	8.8		12,156
MICRO+15	Sencillo	8.8	12,156	12,156
	Sencillo	17.60		12,156
BUS	Sencillo	11.00	182,342	182,342
	Sencillo	22.00		182,342
C2-LIV	Sencillo	8.8	111,124	111,124
	Sencillo	17.60		111,124
C2	Sencillo	11.00	277,811	277,811
	Sencillo	22.00		277,811
C3	Sencillo	11.00	65,664	65,664
	Doble	35.00		65,664
Re Totales:			1.72E+06	3.44E+06

Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla 3. 13 Sumatoria de las repeticiones esperadas de vehículos pesados.

Repeticiones Esperadas por Ejes		
Tipo de Ejes	Peso en KIPS	Total de Repeticiones esperadas
Sencillos	8.8	123,280
	11	525,816
	17.6	123,280
	22	460,152
Doble	35	65,664
	TOTAL	1.30E+06

Fuente: Elaboración propia del autor.

Según la Tabla 3. 13, las repeticiones esperadas por ejes de los vehículos pesados en toda la vida útil de la vía, equivalen a 1, 298,192 (1.30E+06).



CAPÍTULO IV

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El propósito de este capítulo es la descripción y evaluación de las características físicas y mecánicas de los suelos, resultados que son necesarios para el diseño de los espesores de la estructura de pavimento de la vía.

CAPITULO IV. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

4.1 INTRODUCCIÓN

El estudio geotécnico tiene por finalidad analizar y cuantificar las características geomecánicas de los terrenos atravesados o afectados por las obras y su entorno o zona de influencia.

Un estudio geotécnico se compone de varias fases empezando por el establecimiento de la campaña geotécnica[14] a realizar y siguiendo con las proporciones de campo, ensayos de laboratorio, perfiles estratigráficos, conclusiones y recomendaciones.

En este capítulo se describen los procedimientos a seguir para la caracterización geotécnica de los suelos que conforman los estratos del terreno de cimentación a lo largo de la vía, así como las fuentes de materiales a fin de determinar su uso en el diseño de la estructura de pavimento en función de su calidad. Los estudios geotécnicos se realizan en dos etapas:

4.2 TRABAJOS DE CAMPO

El Manual para la revisión de los Estudios Geotécnicos del MTI, indica que los trabajos de campo deben incluir:

4.2.1 ESTUDIOS GEOLÓGICOS DE SUPERFICIES.

Estos comprenden:

[14] Incluye el reconocimiento de campo, tales como calicatas, sondeos, esta depende del alcance y la magnitud del proyecto.

- La descripción visual de los diferentes tipos de afloramientos de rocas, el grado de meteorización, las fallas y otros defectos que puedan detectarse en dichas rocas.
- La descripción visual de los diferentes tipos de suelos.
- La ubicación de las fuentes de materiales a ser investigadas a fin de determinar su calidad para su posible uso en la construcción de la vía.
- El estudio debe abarcar una zona suficiente, amplia a ambos lados del eje de la vía que permita la identificación de las unidades geomorfológicas de la zona tales como cauces, áreas de inundación, desprendimientos, laderas de reptación, etc. Y señalar los puntos vulnerables donde se necesite efectuar una investigación más detallada.

4.2.2 EXPLORACIONES DEL SUBSUELO.

La exploración a lo largo del trazado de la vía varía según la clasificación funcional del camino a investigar y consistirá:

- En caminos totalmente nuevos, estudios de pre factibilidad, estudios de factibilidad, caminos de penetración (caminos rurales) se harán como mínimo cuatro sondeos manuales por kilómetro, con una distancia entre sondeo de 250 metros, con una profundidad de 1.20 a 1.50 metros.
- En caminos que serán adoquinados la cantidad de sondeos será de cuatro por kilómetro con una profundidad de 1.50 metros.
- En caminos en que la capa de rodamiento será de mezcla asfáltica o de concreto hidráulico la distancia entre sondeos será de 100 metros (10 sondeos por kilómetro), con una profundidad de 1.50 metros.

La profundidad de los sondeos, estará referida al nivel de la sub rasante proyectada para cada tipo de camino a investigar.

De encontrarse problemas de filtraciones, un alto nivel friático, suelos muy arcillosos o con diferencia notorias en las características de los estratos entre sondeos contiguos, la separación entre sondeos puede ser menor a fin de definir el área afectada por dichas características, teniendo como mínimo un sondeo adicional entre sondeos.

Si se encuentran estratos rocosos y se garantiza la continuidad de dichos estratos, la profundidad de los sondeos puede ser menor.

Todas las muestras tomadas deberán ser llevadas al laboratorio para realizar los ensayes correspondientes y así poder dar una clasificación a los suelos y conocer sus características físicas y mecánicas.

4.3 ESTUDIOS DE LABORATORIOS

Los ensayes de laboratorio y estudios de suelo para carreteras se deben realizar conforme a las normas AASHTO o ASTM, los cuales serán:

- Clasificación visual de todas las muestras.

- Ensayes de muestras representativas (análisis del orden del 33% del total de las muestras) provenientes de los ensayos efectuados a lo largo del trazado de la vía proyectada, para su clasificación, indicando el Índice de Grupo (IG) correspondiente, para lo cual se efectuaran:

Tabla 4. 1 Ensayes de laboratorio y designación AASHTO y ASTM.

TIPO DE ENSAYE	DESIGNACIÓN	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los suelos	T - 88	D - 422
Límite líquido de los suelos	T - 89	D - 423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	T - 90	D - 424
Clasificación Higway Research Board, o clasificación AASHTO	M - 145	D - 3282
Humedad Natural		D - 2216
Capacidad de soporte (CBR)	T - 193	D - 1883

Fuente: Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos, pág. 8.

Tabla 4. 2 Ensayes de clasificación (Granulometría y Límites de Consistencia).

TIPO DE ENSAYE	DESIGNACIÓN	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los suelos	T - 88	D - 422
Límite líquido de los suelos	T - 89	D - 423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	T - 90	D - 424
Clasificación Higway Research Board, o clasificación AASHTO	M - 145	D - 3282
Humedad Natural		D - 2216
Capacidad de soporte (CBR)	T - 193	D - 1883
Pesos Volumétricos		C - 29
Desgaste Los Ángeles en muestra de materiales para Base	T - 104	C - 131

Fuente: Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos, pág. 9.

Tabla 4. 3 Ensayes para agregados de concreto o mezclas asfálticas.

TIPO DE ENSAYE	DESIGNACIÓN	
	AASHTO	ASTM
Análisis Granulométrico de los suelos	T - 88	C - 136
Pesos Volumétricos	T - 19	C - 29
Desgaste Los Ángeles en muestra de materiales para Base	T - 96	C - 131
Sanidad (Interperismo con Sulfato de Sodio)	T - 104	C - 88
Densidad	T - 84 y T - 85	C - 127 y C - 128
Absorción	T - 84 y T - 85	C - 127 y C - 128
Materia Orgánica (Arenas para concreto)	T - 21	C - 40
Adherencia Asfáltica (Agregado para mezcla Asfáltica)	T - 182	D - 1664

Fuente: Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos, pág. 9.

4.3.1 TIPOS DE ENSAYE

4.3.1.1 Análisis granulométrico de los suelos.

El objetivo es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distinto tamaño que contiene y clasificar los áridos en finos (limos y arcillas) y gruesos (arena y grava), siendo limos y arcillas los suelos que pasan por la malla No. 200 (0.074 mm), arenas los retenidos por la malla No. 200, pero pasan la malla No. 4 (4.76 mm) y gravas los retenidos por la malla No. 4.

4.3.1.2 Propiedades Plásticas

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse, por medio ella se mide el comportamiento de los suelos. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable, para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los ***límites de Atterberg***.

- Límite líquido (LL): es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De esta forma, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte y según Atterberg es de $25\ g/cm^2$.

- Límite plástico (LP): es el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada en el horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

- Límite de contracción (LC): es el contenido de humedad entre los estados de consistencia semisólido y sólido. Esta propiedad se manifiesta cuando una pérdida de humedad no trae aparejado un cambio de volumen.

El límite de contracción se utiliza para evaluar el comportamiento de cortes y terraplenes principalmente en el posible surgimiento de grietas.

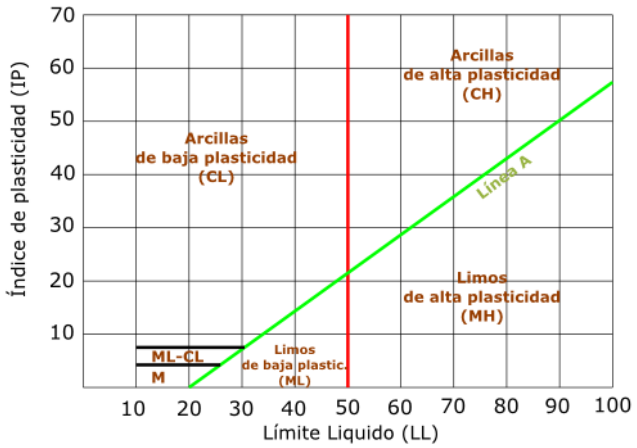
Suelos con L.C. menor a 5%.	Suelos buenos
Suelos con L.C. entre 5% y 10%	Suelos regulares
Suelos con L.C. entre 10% y 15%	Suelos pobres
Suelos con L.C. mayor a 15%	Suelos muy pobre

El límite líquido es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el límite plástico es la frontera entre el estado plástico y el semisólido y el límite de contracción separa el estado semisólido del sólido, a estos límites también se les conoce como límites de consistencia.

Mediante estos límites de consistencia se puede conocer el tipo de suelo en estudio y dar una clasificación previa según la gráfica de plasticidad del USCS[15].

[15] Unified Soil Classification System – Sistema Unificado de clasificación de suelos.

Gráfica 4. 1 Tabla de clasificación de los suelos en función de los límites de Atterberg.



Todos los límites de consistencia se determinan empleando los suelos que pasan por la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido y límite plástico da como resultado el índice de plástico (IP) del suelo.

4.3.1.3 Clasificación Higway Research Board, o clasificación AASHTO.

La clasificación AASHTO agrupa los suelos en función de comportamiento como capa de soporte o asiento al firme. Es el sistema más utilizado en la clasificación de los suelos en carreteras.

En esta, los suelos se clasifican en siete grupos, según su granulometría y plasticidad. Más concretamente, en función del porcentaje que pasa por los tamices No. 200, 40 y 10, y de los límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz No. 40. Estos siete grupos se corresponden a dos grandes categorías de suelos, suelos granulares (con no más del 35% que pasa por el tamiz No. 200) y suelos limo – arcillosos (más del 35% que pasa por el tamiz No. 200). La Tabla C. 1 (*Ver Anexo C*) muestra la clasificación de los suelos según el sistema AASHTO.

La categoría de los suelos granulares; gravas, arenas y zahorras; está compuesta por los grupos A – 1, A – 2, A – 3, y su comportamiento en explanadas es en general, de bueno a excelente, salvo los sub grupos A – 2 – 6 y A – 2 – 7, que se comportan como los suelos arcillosos debido a la alta plasticidad de los finos que contienen, siempre que el porcentaje de estos supere el 15%. La categoría de los limos – arcillosos está compuesta por los grupos A – 4, A – 5, A – 6 y A – 7, cuyo comportamiento en explanadas va de regular a malo. En esta categoría los suelos se clasifican en los distintos grupos atendiendo únicamente a su límite líquido y a su índice de plasticidad.

La clasificación realizada de esta manera se complementa con el índice de grupo (IG), que permita caracterizar mejor cada suelo dentro de los grupos, ya que estos admiten suelos con porcentajes finos y plasticidad muy diferentes.

El IG se expresa en números enteros positivos (un numero negativo se expresa como IG = 0) y se escribe en paréntesis a continuación de los símbolos de grupo o subgrupo correspondiente, generalmente cuando menor es el IG de un suelo, mejores son las cualidades del suelo como explanada o capa de asiento del firme. Los suelos de los grupos A – 1, A – 3, A – 2 – 4 y A – 2 – 5, se pueden clasificar de buenos a excelentes, tienen un IG = 0. Un IG = 20 o mayor corresponde a un suelo de mala calidad, en condiciones medias de drenaje y compactación.

4.3.1.4 Capacidad relativa de soporte del suelo (CBR).

El CBR (California Bearing Ratio), es la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un porcentaje de la relación de soporte. El porcentaje CBR, está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón

penetre, a esa misma profundidad y con igual velocidad, en una probeta normalizada constituida por una muestra patrón de material chancado[16].

La expresión que define al CBR, es la siguiente:

$$CBR = \frac{Carga\ Unitaria\ del\ Ensayo}{Carga\ Unitaria\ Patrón} * 100$$

Usualmente el CBR, se basa en la relación de carga para una penetración de 2.5 mm. (0.1"), sin embargo, si el valor de CBR a una penetración de 5 mm. (0.5") es mayor el ensayo debe repetirse. A menudo se compactan dos moldes de suelo: uno para penetración inmediata y otro para penetración después de dejarlo saturar por un período de 96 horas; este último se sobrecarga con un peso similar al del pavimento, pero en ningún caso menor que 4.5 kg. Es necesario durante este período tomar registro de expansión para instantes escogidos arbitrariamente.

En ambos ensayos, se coloca una sobrecarga sobre la muestra de la misma magnitud de la que se utiliza durante el ensayo de expansión. El ensayo sobre la muestra saturada cumple dos propósitos:

- Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento cuando el suelo se satura.

- Dar indicación de la perdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

[16] Proceso mediante el cual se disminuye el tamaño de las rocas mineralizadas.

4.4 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se abordan los datos obtenidos de los estudios geotécnicos, con su respectivo análisis así como también se establecen los elementos que definirán la estructura de pavimento.

La metodología describe los procedimientos utilizados en los trabajos de campo, desarrollados durante el estudio geotécnico, reconocimiento del sitio, clasificación visual de las muestras y los respectivos ensayes de laboratorio para la determinación de las propiedades físico – mecánicas y el CBR de diseño.

4.4.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL CAMINO.

Los primeros 1.8 km. se encuentran adoquinados, forman parte de las calles de acceso interno de la ciudad de Santo Domingo siendo estas su vía principal o central donde se ubican aledaño la mayor parte de las instalaciones dedicadas a las actividades comerciales y económicas del municipio, así como algunas de las instituciones públicas y sociales del mismo.

Algunos sectores o tramos de este adoquinado están en buen estado de funcionamiento producto de un aparente y recién mejoramiento o mantenimiento, pero otros están muy deformados por hundimientos y/o asentamientos del adoquín probablemente por baja capacidad soporte del terreno de fundación.

El resto del camino está revestido con material granular considerablemente fallado o deteriorado tanto estructural como funcionalmente en casi toda su longitud. Presenta principalmente hundimientos, pérdida del material de revestimiento y contaminación del mismo con el suelo natural y gran cantidad de baches de todo tamaño que incluso llegan abarcar todo el ancho de la vía en

tramos de longitud apreciables. El tránsito vehicular es muy incómodo, lento y podría considerarse inseguro.

Probablemente las principales causas que han llevado al deterioro actual del camino son las cargas del tráfico, el efecto de las condiciones ambientales principalmente las precipitaciones y deficiente drenaje de la vía, así como el pobre o inadecuado mantenimiento de esta.

4.4.2 CARACTERISTICAS GEOTÉCNICAS

El subsuelo natural o sub rasante del camino en toda su longitud, esta predominantemente formado por limos elásticos del tipo A – 7 – 5 con el 55.72 % de los resultados obtenidos. Además se encuentran un 32.34 % de arcillas tipo A – 2 – 6 y solamente 11.94 % restante son A – 1 – a, debido a los 1.8 Km de carpeta de rodamiento existente.

Estos limos y arcillas comúnmente poseen arenas o gravas de tamaño fino a medios que mejoran ligeramente su capacidad de soporte, pero su comportamiento geotécnico siempre es típico de los suelos finos comprensibles, deformables y con notoria influencia de la humedad en sus propiedades ingenieriles.

El conjunto de características anteriores de tamaño, plasticidad y clasificación AASHTO, ubican al suelo de sub rasante del camino como malo a regular para propósitos de fundación de estructura de pavimento. Así lo confirma la resistencia o valor relativo de soporte (CBR) obtenido en estos materiales que frecuentemente se encontró en 5% con un valor mínimo de 2% y dado la presencia de arenas y gravas anteriormente indicada alcanza valores por el orden de 10% hasta algunos casos extremos de 32% como máximo.

4.4.2.1 Situación de la estructura de pavimento existente.

Se puede definir en dos tramos claramente definidos, el primero comprende los 1.8 Km adoquinados y que constituyen la calle del acceso principal de la ciudad de Santo Domingo y el segundo al resto de la longitud del camino que se encuentra revestidos con material granular.

La estructura de pavimento existente en el primer tramo es muy variable en lo que respecta a los materiales que sirven de base o fundación del adoquín. Soportando el adoquín (e = 10 cm) y la cama de arena (e = 5 cm) se encuentra una base granular cuyo espesor en el 50% de los sitios de sondeo ocupa todo el rango de la profundidad explorada es decir los 1.35 mt en los demás sitios el espesor de la capa varía entre 15 cm y 60 cm. Finalmente soportando todo se encuentra el subsuelo natural o sub rasante del pavimento.

El espesor encontrado de este revestimiento es bastante variable en toda su longitud, sin embargo para fines de diseño de una nueva estructura de pavimento se considera un espesor mínimo de 10 cm y un máximo de 28 cm.

4.4.3 SONDEOS MANUALES SOBRE LA LÍNEA BASE.

Se realizaron sondeos manuales de manera alterna al centro, derecha e izquierda de la línea central del camino con espaciamientos de 100 metros entre cada uno y a una profundidad máxima de 1.50 metros, realizando un total de setenta (70) sondeos, siendo cuarenta (40) las muestras representativas de las diferentes capas de materiales encontrados.

Todas las muestras recuperadas de los sondeos fueron identificadas de forma preliminar en el campo por medio de procedimientos rutinarios de vista y tacto principalmente. Luego en base a los resultados preliminares obtenidos, se

agruparon las muestras de iguales características y/o propiedades, para su posterior ensaye de laboratorio.

En la Figura C. 1 (*Ver Anexo C*), se presenta la estratigrafía del suelo y la forma como estos están dispuestos en capas.

4.4.4 TRABAJOS DE LABORATORIOS

A las muestras de materiales obtenidas, se les determinó su distribución de tamaño (Granulometría), y propiedades plásticas, es decir, Limite Liquido (LL), Limite Plástico (LP) e Índice de Plasticidad (IP), luego en base a los resultados obtenidos se realizó la clasificación definitiva de cada material utilizando el sistema AASHTO M – 145[17], tanto para los materiales de camino como los bancos de préstamo.

A las muestras tomadas cada 500 metros se les determino su densidad seca máxima y humedad óptima de acuerdo con la metodología Proctor Estándar, para luego determinar su resistencia o valor relativo de soporte (CBR[18]), de igual manera a los posibles bancos de préstamos cercanos al proyecto. Además a los materiales rocosos se les realizaron ensayes de desgaste por medio de la máquina de los Ángeles, de intemperismo acelerado (o de sanidad) con sulfato de sodio, Gravedad específica y absorción de agua del material.

Cabe mencionar que todos los análisis y ensayes de laboratorio fueron efectuados en base a la normativa y procedimientos de la American Association of State Highway and Transportation (AASHTO), indicados en las Tablas 4.1, 4.2 y 4.3 de este capítulo.

[17] Classification of Soils and Soil Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
[18] California Bearing Ratio.

4.4.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

En base a los resultados obtenidos se encontraron desde una hasta seis capas de materiales en el rango de profundidad explorada desde la profundidad de 1.50 metros máximo. Siendo de dos capas la estructura preponderante con el 45.71 % de los sitios explorados. Existe un 20 % de los sitios con tres capas, solamente el 5.71 % con más de 3 capas y el 28.57 % restante corresponde a sitios de una sola capa de materiales.

Con el reporte de campo y los resultados de laboratorio de las muestras tomadas, es claro observar y deducir la cantidad de material granular corresponde a la capa de revestimiento que existe en casi todo el camino. Los limos y arcillosos restantes son materiales que se encuentran soportando dicho revestimiento.

Los reportes muestran que del 100 % de las muestras tomadas, el 16.45% pertenecen al grupo A – 1, los cuales corresponden a una mezcla bien graduada de gravas, arenas (gruesa y fina) y finos no plásticos, existiendo mayor presencia del sub grupo A – 1 – a (0) este incluye suelos con predominio de gravas, con o sin material fino bien graduado, otro 36.08% pertenecen al grupo A – 2, pero más del 75% de ellos están dentro del sub grupo A – 2 – 6 y A – 2 – 7, que según la descripción AASTHO estos subgrupos incluyen suelos que contienen un 35% o menos de material que pasa por el tamiz No. 200 y cuya fracción que pasa por el tamiz No. 40, con la particularidad que los finos contienen arcilla plástica.

El 47.47% restante está conformado por los sub grupos A – 7 – 5 y A – 7 – 6, con un índice de grupo (IG) que va desde 0 hasta 36 para algunas muestras tomadas, estos sub grupos tienen un índice plástico de moderado a elevado, además de que pueden ser elásticos y estar sujetos a importantes cambios de volumen.

La clasificación y las características de los suelos ensayados por la empresa Ingeniería Geotécnica de Nicaragua (INGENICA) se muestran en la Tabla C. 2 (*Ver Anexo C*).

4.4.5.1 Resultados sobre la línea base.

La siguiente Tabla muestra los resultados de los CBR obtenidos para las muestras tomadas cada 500 metros sobre la línea central de proyecto.

Tabla 4. 4 Resultados del Valor de Soporte (CBR) sobre la línea de proyecto.

ESTACION Km + m	PROFUNDIDAD (cm)		DESCRIPCION DEL MATERIAL	Clasificación ASSTHO		DENSIDAD SECA	HUMEDAD OPTIMA	VALOR DE CBR (%)		
	DE	A		GRUPO	IG	Kg/m³	%	90	95	100
0 + 500	35	110	Limo con arena	A-7-5	14	1428	31.2	2	3	4
1 + 000	30	60	Grava limosa	A-7-5	6	1344	36.9	4	5	6
1 + 500	40	80	Limo elastico con arena	A-7-5	13	1436	32.2	2	3	4
2 + 000	30	150	Limo elastico gravoso con arena	A-7-5	15	1533	27	4	5	6
2 + 500	0	95	Grava limosa con arena	A-2-7	0	1528	29.5	10	2	14
3 + 000	40	110	Limo elastico	A-7-5	24	1450	32.8	3	4	5
3 + 500	12	60	Grava limosa	A-7-5	8	1537	27	7	8	9
4 + 000	30	110	Limo elastico gravoso	A-7-5	11	1444	33.3	3	4	5
4 + 500	60	120	Limo elastico arenoso con grava	A-7-5	10	1437	30.3	4	6	8
5 + 000	30	150	Limo elastico	A-7-5	28	1411	32.3	3	4	5
5 + 500	50	110	Limo elastico arenoso con grava	A-7-5	10	1400	31	4	5	6
6 + 000	18	150	Grava limosa	A-7-5	3	1418	32	3	4	5
6 + 500	30	150	Limo con arena	A-7-5	16	1492	26.9	5	6	7
7 + 000	55	150	Arena limosa	A-2-4	0	1497	25.8	28	32	36

Fuente: Informe de laboratorio - INGENICA

4.4.6 CLASIFICACIÓN DEL SUELO DE ACUERDO AL CBR.

La siguiente tabla nos da una clasificación y uso del suelo según el valor de CBR, discrimina el uso que se le puede dar al suelo con respecto al valor del CBR obtenido.

Tabla 4. 5 Clasificación y uso del suelo según el valor de CBR.

CBR %	CLASIFICACIÓN CUALITATIVA DEL SUELO	USO
2 - 5	Muy mala	Sub - rasante
5 - 8	Mala	Sub - rasante
8 - 20	Regular - Buena	Sub - rasante
20 - 30	Excelente	Sub - rasante
30 - 60	Buena	Sub - base
60 - 80	Buena	Base
80 - 100	Excelente	Base

Fuente: Assis A., 1988

4.4.6.1 Categorización de la sub rasante.

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio y la tabla de clasificación por CBR nos basamos en el criterio del instituto del asfalto que recomienda tomar un valor de CBR tal, que el 60, el 75 o el 87.5 % de los valores individuales sea mayor o igual que él, de acuerdo con el tránsito que se espera que circule sobre el pavimento, es necesario tener en cuenta la tabla que lo relaciona con el número de ejes de 8.2 ton.

Tabla 4. 6 Percentil para determinación de CBR de diseño.

Número de ejes equivalentes de 8.2 ton. en el carril de diseño	Percentil a seleccionar para determinar el CBR de diseño (%)
$\leq 10^4$	60.00
$10^4 - 10^6$	75.00
$\geq 10^6$	87.50

Fuente: Guía de diseño de pavimentos AASHTO.

Las repeticiones esperadas se calcularon en la tabla 3.13 del Capítulo III, siendo este de 1.30E+06 repeticiones por ejes, por lo tanto el percentil a escoger es de 87.5 %.

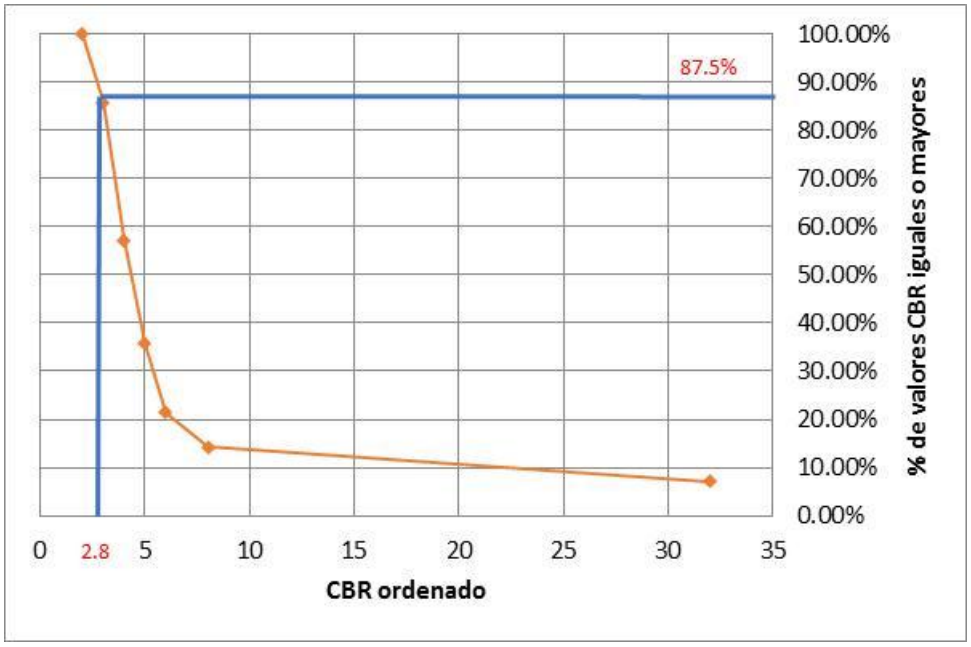
Para el diseño se analizan los resultados del valor de soporte (CBR) sobre la línea de proyecto, obtenidos por análisis de laboratorio y correlaciones, se ordenan de menor a mayor y se establece el número y el porcentaje de valores iguales o mayores que cada uno, a como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4. 7 Estimación del CBR de diseño.

CBR	FRECUENCIA	# DE VALORES CBR IGUALES O MAYORES	% DE VALORES CBR IGUALES O MAYORES
2	1	14	100.00%
3	2	12	85.71%
4	4	8	57.14%
5	3	5	35.71%
6	2	3	21.43%
8	1	2	14.29%
32	1	1	7.14%
	14		

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Gráfica 4. 2 Selección del CBR de diseño.



Fuente: Elaboración propia del Autor.

Luego de graficar el CBR versus el percentil 87.5 %, que corresponde al tránsito de diseño, se determinó que el valor de CBR de diseño es de 2.8 %, como se muestra en la gráfica, el cual se clasifica como muy malo para poder ser utilizado como sub rasante, según la tabla 4.5.

4.4.7 SONDEOS DE LOS BANCOS DE MATERIALES.

Otra actividad realizada durante la etapa investigativa de campo, consistió en la localización de fuentes de materiales más cercanas o aledañas al eje del camino, que pudieran ser usados durante la construcción de la nueva carretera. Durante las inspecciones de campo se verificó la existencia de fuentes de materiales previamente utilizadas y se evaluaron las condiciones actuales de las mismas, en cuanto a volumen de reserva y características geológico – geotécnicas generales del material existente.

La exploración y el muestreo se realizó en general por la apertura de pozos a cielo abierto (PCA), de 1.5m x 1.5m de sección y hasta 2.0 a 3.0 m de profundidad, ubicados en forma distribuida en toda el área explotable del Banco.

Se localizó un (1) banco de materiales siendo el más próximo al tramo en estudio y se recuperaron 8 muestras, todas estas muestras fueron identificadas en el campo, adecuadamente almacenadas y transportadas a los laboratorios INGENICA (Ingeniería Geotécnica de Nicaragua) en Managua para su ensaye y/o análisis de laboratorio.

4.4.8 RESULTADO DE LOS ENSAYOS EN BANCOS DE MATERIALES.

Los resultados de laboratorio comprenden la distribución de tamaños o granulometría del material, su plasticidad, clasificación AASHTO, valor de CBR, resultados de ensayes de estabilización con diferentes porcentajes de cemento,

desgaste de los Ángeles e Intemperismo Acelerado. Todo presentado en las tablas 4.8, 4.9 y 4.10 mostradas a continuación.

En general, los materiales que se encuentran en el Banco de este tramo del camino, corresponden a rocas intemperizadas con gran cantidad de gruesos tipo bolones, gravas y arenas. También hay sectores del banco que el grado de alteración es alto y por lo tanto se encuentran materiales limosos o arcillosos que pueden contaminar el material granular.

Tabla 4. 8 Resultados de laboratorios obtenidos del Banco Rene Meneses.

Banco N° Nombre			RENE MENESES							
Estación (km +m)			9 + 020.00							
Muestra No.			1	2	3	4	5	6	7	8
Descripción del Material			Grava bien graduada	Grava bien graduada	Grava pobremente graduada con limos y arena	Grava bien graduada con arena	Arena limosa con grava	Arena Arcillosa	Grava bien graduada	Grava pobremente graduada
% que pasa por tamiz	# 200	0.075 mm	3	0	6	5	14	23	1	4
	# 40	0.425 mm	5	1	14	8	24	45	3	8
	# 10	2.0 mm	8	3	36	19	51	98	6	15
	# 4	4.8 mm	12	8	48	28	59	100	9	19
	3/8 "	9.5 mm	23	18	58	45	67		15	32
	1 "	25.0 mm	53	56	83	67	91		39	72
	3 "	75.0 mm	83	87	100	100	100		95	100
Limites de Atterberg	LL (%)		48	NP	NP	31	33	32	36	32
	LP (%)		36	NP	NP	25	25	22	25	23
	IP (%)		12	NP	NP	6	8	10	11	9
Clasificación AASTHO	Grupo		A-2-7	A-1-a	A-1-a	A-1-a	A-2-4	A-2-4	A-2-6	A-2-4
	Índice		0	2	1	0	0	0	0	0

Fuente: Informe de laboratorio - INGENICA

Tabla 4. 9 Resultados de CBR.

BANCO	Estación (km + m)	Muestra No	Descripción del Material	Clasificación AASHTO		Densidad Seca	Humedad Óptima	Valor de BBR %		
				Grupo	IG	kg/m³	%	90%	95%	100%
Rene Meneses	9 + 020	3	GRAVA pobremente graduada con limos y arena	A - 1 - a	1	1803	18	35	45	55

Fuente: Informe de laboratorio – INGENICA

Tabla 4. 10 Resultados de ensayes adicionales al banco de materiales.

Banco Rene Meneses	RESULTADOS DE ENSAYOS						
	DLA (%)	IA (%)	Gm	Gsss	Gs	Abs. (%)	HN (%)
9 + 020, 1.4 Km. Izq.	21.00	11.20	2.66	2.71	2.80	1.95	12.30

DLA: Desgaste de los Ángeles, **IA:** Intemperismo Acelerado, **Gm.:** Gravedad especifica de masa, **Gsss.:** Gravedad especifica saturada y superficialmente seca, **Gs.:** Gravedad especifica aparente, **Abs (%):** Porcentaje de Absorción, **HN (%):** Porcentaje de Humedad Natural.

Fuente: Informe de laboratorio – INGENICA

En estado natural y por sí solo, el banco no cumple con todas las características y propiedades para ser usado como base o sub base de pavimento, sin embargo lo anterior no significa la inexistencia de materiales para la rehabilitación del camino. Es todo lo contrario pues dicho material, es abundante, poseen la calidad adecuada y en cantidad suficiente para satisfacer la demanda del proyecto.

4.4.8.1 Selección del banco de préstamo.

Se sugiere utilizar el banco de préstamo Rene Meneses, ya que a pesar de que no posee todas las características, posee la mayoría de los requisitos técnicos contenidos en las “Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes[19] (*Ver Anexo Figura C.2*) para ser usado como material de préstamo.

[19] NIC 2000, Sección 1003 – Agregados, suelos y roca, pág. 520.

CAPÍTULO V

DISEÑO GEOMÉTRICO



En este capítulo se aborda el desarrollo del trazo geométrico de la vía, partiendo de los criterios principales del Diseño Geométrico.

CAPITULO V. DISEÑO GEOMÉTRICO

5.1 INTRODUCCIÓN

El diseño geométrico de carreteras es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características geométricas de una vía, a partir de factores o criterios fundamentales como la adecuada información del movimiento vehicular y su composición, la topografía y las velocidades de diseño que están en función de los volúmenes de tránsito, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En ese sentido la carretera queda geométricamente definida por el trazado de su eje en planta y en perfil y por el trazado de su eje transversal. Dichos elementos físicos básicamente comprenden las visibilidades, anchuras, pendientes, taludes y secciones transversales.

Las normas de diseño a utilizar en nuestro proyecto son las contenidas en los Manuales:

- A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en su versión 2004.

- Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da Edición).

Cabe mencionar que además de basarnos en las normas contenidas en los manuales de diseño descritos anteriormente, también tomaremos como referencia los criterios estipulados en el Manual para la Revisión de Diseños Geométricos el cual es autorizado por el Ministerio de transporte e Infraestructura.

5.2 CRITERIOS PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

5.2.1 VEHÍCULOS DE DISEÑO

Los vehículos de diseño son los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por las carreteras regionales, por lo que al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al diseñador los controles y elementos a los que se deben ajustar los diseños para posibilitar y facilitar su circulación irrestricta.

La AASHTO en su manual para el diseño geométrico clasifica seis tipos de vehículos para el diseño de las carreteras regionales, los cuales se especifican en la Tabla 5.1 y a la vez se muestran las dimensiones típicas de estos seis tipos de vehículos.

Tabla 5. 1 Dimensiones de los Vehículos de Diseño.

VEHÍCULO DE DISEÑO	SIMBOLOGÍA	ALTURA	ANCHO	LONGITUD	VOLADIZO DELANTERO	VOLADIZO TRASERO	WB1	WB2
Vehículo liviano de pasajeros y de carga	P	1.3	2.1	5.8	0.9	1.5	3.4	
Vehiculo transporte colectivo	BUS	4.1	2.6	12.1	2.1	2.4	7.6	
Camión de dos y tres ejes	SU	4.1	2.6	9.2	1.2	1.8	6.1	
Cabezal de dos ejes y semiremolques de uno y dos ejes	WB - 15	4.1	2.6	16.8	0.9	0.6	6.1	9.2
Cabezal de tres ejes y semiremolques de mas ejes	WB -19	4.1	2.6	21	1.2	0.9	6.1	12.8
Semiremolques Interestatales	WB -20	4.1	2.6	22.5	1.2	0.9	6.1	14.3

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. (SIECA), 2da Edición. Cuadro 2.1, Cap. 2, Página 2-4. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets AASHTO. 2004. Pág. 16.

La Tabla 5.1 muestra las dimensiones típicas de los vehículos (valores expresados en metros), datos que se deben tomar en cuenta para proyectos en carreteras, calles e intersecciones.

Donde:

$WB-1$: Distancias entre ejes extremos, aplicable a vehículos no articulados.

$WB-2$: Distancia entre ejes extremos, aplicable solamente a vehículos articulados.

La Tabla 5.2, muestra la dimensión de los radios mínimos de giro de los vehículos que deben realizarse a velocidades menores de 15 kilómetros por hora.

Tabla 5. 2 Radios Mínimos de giro de los vehículos de diseño.

VEHÍCULO - TIPO		RADIO INTERIOR (mt)	RADIO DE DISEÑO (mt)
Vehículo liviano	P	4.2	7.3
Autobús sencillo	BUS	7.4	12.8
Camión sencillo	SU	8.5	12.8
Camión articulado	WB - 15	5.8	13.7
Camión articulado	WB - 19	2.8	13.7
Camión articulado	WB - 20	0	13.7

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. (SIECA), 2da Edición, Cuadro 2.2, Cap. 2, Página 2-4. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets AASHTO. 2004. Pág. 19.

5.2.2 VEHÍCULO DEL PROYECTO.

De cada tipo de vehículo utilizado para el diseño, se seleccionan a propósito para adoptar las condiciones más desfavorables, aquellos de mayores dimensiones físicas y de radios de giros mayores dentro de su clasificación tipológica.

5.2.3 VELOCIDAD

Para el conductor, la velocidad es uno de los elementos críticos a considerar en la selección de la ruta a transitar o la escogencia de un determinado modo de transporte. La velocidad tiene una relación directa con cuatro factores, distintos a

los que particularizan al conductor y su vehículo, que son las características físicas de la carretera, las condiciones climáticas en su entorno, la presencia o interferencia de otros vehículos en la corriente de tránsito y los límites vigentes de velocidad.

El diseño, en todo caso, busca satisfacer los requerimientos de los usuarios en lo relativo a velocidades, bajo condiciones de seguridad y economía en las operaciones.

De las distintas medidas de la velocidad, las que se utilizan en el diseño geométrico son las siguientes:

5.2.3.1 Velocidad de diseño o Velocidad de Proyecto.

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

La velocidad de diseño determina aquellos componentes de una carretera como curvatura, sobreelevación, distancias de visibilidad, pendiente máxima y longitud mínima de curva, son los elementos de los que depende la operación segura de los vehículos. Aunque otros elementos del diseño, como decir el ancho de la calzada, los hombros y las distancias a que deben estar los muros y las restricciones laterales a la vía, no dependen directamente de la velocidad de diseño.

Para la selección de una adecuada velocidad de diseño, se deben tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Distribución de las velocidades.
- Tendencia de las velocidades.
- Tipo de área: Rural, Urbana.
- Condiciones del terreno: Plano, Ondulado o Montañoso.
- Volúmenes de tránsito.
- Consistencia en el diseño de carreteras similares o complementarias.
- Condiciones ambientales.

5.2.3.2 Velocidad de operación.

Se entiende como velocidad de operación de un determinado elemento geométrico, como la velocidad segura y cómoda a la que un vehículo aislado circularía por él, sin condicionar la elección de la velocidad con ningún factor relacionado con la intensidad del tránsito, ni la meteorología, es decir, asumiendo un determinado nivel de velocidad en función de las características físicas de la vía y su entorno, apreciables por el conductor[20].

5.2.3.3 Velocidad de marcha o ruedo[21].

Denominada también velocidad de crucero, es la velocidad promedio de un vehículo en determinado tramo de carretera, se calcula al dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento bajo las condiciones existentes del tránsito y las características físicas de la vía. Los valores promedios de la velocidad de rueda para cada velocidad de diseño se presentan en la siguiente Tabla:

[20] Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), Manual para la Revisión de Diseños Geométricos. Capítulo III, Sección 3.2.3, Pág. 32.
[21] En el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. (SIECA 2004) es conocida como Velocidad de Ruedo en la sección 2.4.3 del Capítulo 2.

Tabla 5. 3 Velocidad Promedio de Ruedo.

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	VELOCIDAD DE RUEDO (KPH)
20	20
30	30
40	40
50	47
60	55
70	63
80	70
90	77
100	85
110	91
120	98

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el diseño geométrico de carreteras con enfoque de gestión de riesgo y seguridad vial. Ed. 2011, Cap. 3 – Elementos de Diseño Pág. 3 – 10, Cuadro 3.5.

5.2.4 LAS CAPACIDADES DE LA CARRETERA.

La capacidad es el máximo volumen horario de tránsito que puede, de manera razonable, circular por un punto o una sección de la carretera, bajo las condiciones prevalecientes y el tránsito vehicular. La capacidad sirve para el diseño de cualquier carretera, tanto para establecer el tipo a que corresponde diseñarla, como para seleccionar los elementos que la conforman y sus dimensiones, tales como número y ancho de carriles, alineamientos, restricciones laterales, etcétera.

Las condiciones ideales se alcanzan con flujos ininterrumpidos, sin interferencia lateral de vehículos o peatones, sin mezcla de vehículos pesados en la corriente del tránsito, con carriles normales de 3.60 metros de ancho, hombros de ancho apropiado, altas velocidades de diseño y carencia de restricciones en la distancia de visibilidad de adelantamiento o de rebase.

El cálculo de la Capacidad o flujo de servicio (SF) para carreteras de dos carriles se puede realizar utilizando la siguiente ecuación:

$$SF = C * V/C * f_d * f_w * f_{hv}$$

Donde:

- C: Capacidad total. Se recomienda utilizar un valor de 2,800 para vías de dos carriles, un carril por circulación.
- V/C: Relación del volumen entre la capacidad.
- f_d: Factor de ajuste por distribución direccional del tráfico.
- f_w: Factor de ajuste por ancho de carriles y ancho de hombros.
- f_{hv}: Factor de ajuste por la procedencia de vehículos pesados.

Este último parámetro se calcula a través de la siguiente expresión:

$$fhv = \frac{1}{[1 + PT(ET - 1) + PB(EB - 1) + PR(ER - 1)]}$$

Donde:

- PT: Porcentaje de vehículos (camiones) del tráfico total.
- PB: Porcentaje de vehículos (buses).
- PR: Porcentaje de vehículos recreacionales. Normalmente este valor es igual a cero.

Los parámetros para el cálculo de la capacidad se encuentran en las tablas D. 1 a D. 4 de los Anexo D.

5.2.4.1 Los niveles de servicio.

El flujo vehicular de servicio para diseño es el máximo volumen horario de tránsito que una carretera puede acomodar, sin que el grado de congestionamiento alcance los niveles preseleccionados por el diseñador, tras conciliar los intereses de los conductores, esto se debe a que las carreteras se diseñan para operar a volúmenes horarios por debajo de la capacidad.

El Manual de Capacidades de Carreteras establece seis niveles de servicio, identificados subjetivamente por las letras desde la A hasta la F, donde al nivel de servicio A se logra un flujo vehicular totalmente libre, mientras que al nivel de servicio F se alcanza el flujo forzado.

En la Figura D.1 (*Ver Anexo D*) se muestran los seis niveles de servicios que el Manual de Capacidades de Carreteras asigna a la demora que el conductor experimenta en la vía. Como criterio de análisis, se expresa que el flujo vehicular de servicio para diseño debe ser mayor que el flujo de tránsito durante el período de 15 minutos de mayor demanda durante la hora de diseño.

5.3 COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO

5.3.1 DISTACIA DE VISIBILIDAD EN CARRETERAS.

5.3.1.1 Distancia de Visibilidad de Parada (D_{vp}).

Esta es la distancia requerida de un conductor para detener su vehículo en marcha cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto. Es la distancia de visibilidad mínima con la que se debe diseñar la geometría de la carretera.

Según el Manual de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales la distancia de visibilidad de parada tiene dos componentes que son:

- *La distancia de percepción y reacción del conductor:* Está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor, es la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor percibe el peligro hasta que aplica el pedal del freno y se denomina como d_1, y se calcula involucrando la velocidad, el tiempo de percepción y reacción del conductor que no es más que el tiempo que pasa desde el instante en que el conductor percibe la existencia de un objeto, hasta que el conductor logra reaccionar aplicando los frenos.

El cálculo de este parámetro se realiza mediante la siguiente expresión:

$$d_1 = 0.278\ vt\ (mts.)$$

Donde:

d_1: Distancia de reacción del conductor.

v: Velocidad inicial (km/h).

t: Tiempo de percepción y reacción, diversos estudios consideran que sea de 2.5 seg.

- *Distancia de frenado:* Se denomina distancia de frenado d_2, como la distancia que se necesita para detener el vehículo después de que se aplican los frenos y se calcula mediante la expresión que se muestra a continuación:

$$d_2 = \frac{v^2}{254(f \pm G)}$$

Donde:

d_2: Distancia de frenado

v: Velocidad inicial (km/h).

f: Coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y superficie de rodamiento. Determinado empíricamente en base a estudios de iteraciones de llantas – pavimento.

G: Porcentaje de la pendiente dividida entre 100.

El Manual de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004), en el capítulo 4 sección 4.4.1 (Distancia de visibilidad de parada) cita textualmente:

Las distancias de visibilidad de parada en subida tienen menor longitud que en bajada; consecuentemente, se calculan las primeras utilizando el promedio de la velocidad de marcha y las del siguiente orden utilizando la velocidad de diseño.

Algunos criterios para seleccionar valores de diseño para este parámetro de visibilidad en carreteras de dos carriles, contemplan que se diseña el alineamiento igual que en condiciones de terreno plano, ya que se considera que se produce un ajuste automático por las diferencias de longitud en las pendientes de subida y bajada.

En resumen la distancia de visibilidad de parada (D_{vp}) es el resultado de la sumatoria de d_1 y d_2, y se expresa mediante la siguiente ecuación, el desarrollo de esta para diferentes velocidades, da como resultado la siguiente tabla:

$$D_{VP} = d_1 + d_2$$

Tabla 5. 4 Distancia de Visibilidad de Parada y de Decisión en Terreno Plano.

VELOCIDAD DE DISEÑO	TIEMPO DE PERCEPCIÓN Y REACCIÓN		DISTANCIA DE FRENADO	DISTANCIA DE PARADA (m)	
Km/h	Tiempo (s)	Distancia (m)	(m)	Calculada	De Diseño
30	2.5	20.9	10.3	31.2	35
40	2.5	27.8	18.4	46.2	50
50	2.5	34.8	28.7	63.5	65
60	2.5	41.7	41.3	83	85
70	2.5	48,7	56.2	104.9	105
80	2.5	55.6	73.4	129	130
90	2.5	62.6	92.9	155.5	160
100	2.5	69.5	114.7	184.2	185
110	2.5	76.5	138.8	215.3	220

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Tabla 3 – 1, Pág. 112.

5.3.1.2 Distancia de Visibilidad de Rebase o Adelantamiento (D_{vr}).

Se define como la mínima distancia de visibilidad requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro vehículo, que a menor velocidad relativa, circula por el mismo carril y dirección, invadiendo para ello el carril contrario pero sin afectar la velocidad del otro vehículo que se le acerca, el cual es percibido al realizar la maniobra de adelantamiento.

La distancia de visibilidad de rebase se calcula mediante la siguiente expresión:

$$D_{vr} = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

d_1: Distancia preliminar de demora, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d_1 = 0.278\, t_1 \left(v - m + a\, \frac{t_1}{2}\right)$$

Donde:

v: Velocidad promedio del vehículo que rebasa (km/h).

t_1: Tiempo de maniobra inicial, segundos.

a: Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase, en km/hr por segundo durante el inicio de la maniobra.

m: Diferencia de velocidad entre el vehículo que es rebasado y el que rebasa, km/h.

d_2: Distancia de adelantamiento, expresado por:

$$d_2 = 0.278\, vt_2$$

Donde:

v: Velocidad promedio del vehículo que ejecuta el adelantamiento.

t_2: Tiempo de ocupación del carril opuesto (seg.)

d_3: Distancia de seguridad, la experiencia ha demostrado que valores entre 35 y 90 metros son aceptables para esta distancia.

d_4: Distancia recorrida por el vehículo que viene en el carril contrario, es práctica corriente fijar esta distancia en dos tercios $\left(\frac{2}{3}\right)$ de la distancia d_2.

La siguiente tabla muestra los parámetros que se utilizan para el cálculo de las 4 distancias utilizadas para el cálculo de la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento.

Tabla 5. 5 Distancia de visibilidad de adelantamiento (Parámetros Básicos).

VELOCIDAD PROMEDIO DE ADELANTAMIENTO (Km/h)	50 - 65 56.2	66 - 80 70.0	81 - 95 84.5	96 - 110 99.8
Maniobra inicial A= aceleración promedio (Km/h/s)	2.25	2.3	2.37	2.41
t1= tiempo (s)	3.6	4	4.3	4.5
d1= distancia recorrida (m)	45	66	89	113
Ocupación carril izquierdo				
t2= tiempo (s)	9.3	10	10.7	11.3
d2= distancia recorrida (m)	145	195	251	314
Longitud Libre				
d3= distancia recorrida (m)	30	55	75	90
Vehículo que se aproxima				
d4= distancia recorrida (m)	97	130	168	209
Distancia Total: d1 + d2 + d3 + d4 (m)	317	446	583	726

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Tabla 3 – 5, Pág. 120.

Los resultados del cálculo de la distancia de adelantamiento utilizando estos parámetros se presentan en la siguiente tabla:

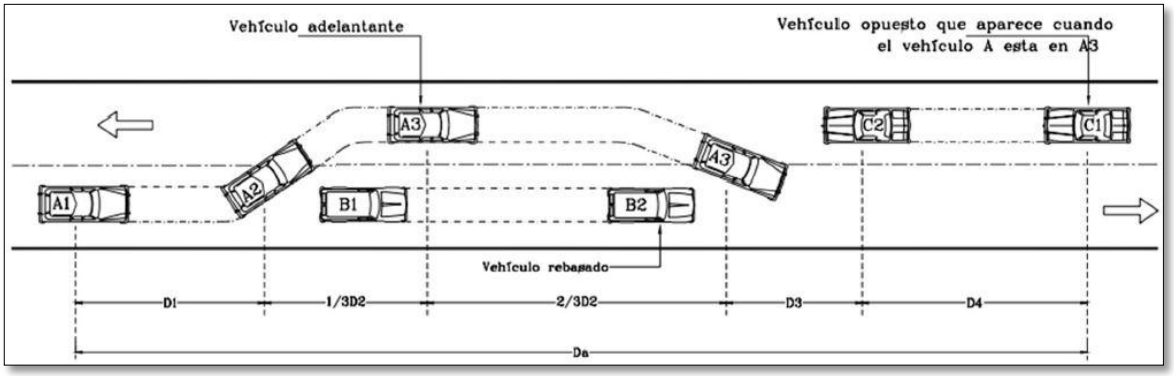
Tabla 5. 6 Distancia de visibilidad de adelantamiento (Distancias mínimas de diseño para carreteras de dos carriles en metros).

VELOCIDAD DE DISEÑO (km/h)	VELOCIDADES (KM/h)		DISTANCIA MÍNIMA DE ADELANTAMIENTO (mt)
	VEHÍCULO QUE ES REBASADO	VEHÍCULO QUE REBASA	
30	29	44	200
40	36	51	270
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	485
80	65	80	540
90	73	88	615
100	79	94	670
110	85	100	730

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Tabla 3 – 7, Pág. 124.

La siguiente figura ilustra la maniobra de adelantamiento que se debe de realizar a la velocidad de diseño seleccionada.

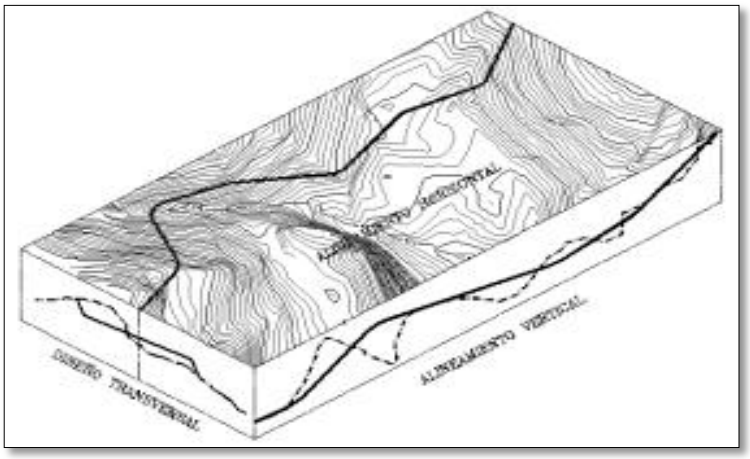
Figura 5. 1 Mínima Distancia de Visibilidad de Adelantamiento en carreteras de dos carriles de doble sentido.



El diseño de una vía está compuesto por tres elementos bidimensionales que se ejecutan de manera individual, pero dependiendo unos de otros y que al unirlos finalmente se obtiene un elemento tridimensional que corresponde a la vía propiamente. La figura 5. 2 muestra los tres elementos mencionados.

Alineamiento horizontal, alineamiento vertical y los elementos que conforman la sección transversal.

Figura 5. 2 Elementos Fundamentales del Diseño Geométrico.



5.4 ALINEAMIENTO HORIZONTAL.

El alineamiento horizontal está constituido por una serie de líneas rectas, definidas por la línea preliminar, enlazados por curvas circulares o curvas de grado de curvatura variable de modo que permitan una transición suave y segura al pasar de tramos rectos a tramos curvos o viceversa.

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son:

- La categoría de la carretera.
- Topografía del área.
- Velocidad del proyecto.
- Distancia de visibilidad.
- Coordinación con el perfil
- Costos de construcción, operación y mantenimiento.

Todos los elementos deben conjugarse de tal manera que el diseño resultante sea el más seguro y económico, en armonía con el contorno natural y al mismo tiempo adecuado a su categoría, según la clasificación funcional para diseño.

Normas generales para el alineamiento horizontal.

- La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura.
- Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.
- Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo posible el uso de grados de curvatura máxima.
- Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia y los conductores imprimen más velocidad.

- No se requiere curva horizontal para pequeños ángulos de deflexión. El Manual para la Revisión de Diseños Geométricos del MTI, especifica que no se deben establecer curvas horizontales en puntos de intersección en los cuales resulten ángulos de deflexión menores de 20 minutos ($\Delta \leq 00°20'00"$).

5.4.1 TANGENTES.

La tangente es un elemento de trazado que está indicado en carreteras de dos carriles para obtener suficientes oportunidades de adelantamiento, y en cualquier tipo de carretera para adaptarse a condicionamientos externos obligados (infraestructuras preexistentes, condiciones urbanísticas, terrenos planos, etc.).

Sin embargo, no es conveniente que este tipo de alineaciones sean excesivamente largas, ya que esto provoca la aparición de una sensación de monotonía, provocando la perdida de atención que puede llegar a ser muy peligrosa. Las longitudes de las tangentes no deben de rebasar un tiempo de recorrido de unos 75 segundos a la velocidad de operación.

En muchos casos puede reemplazarse con ventaja un alineamiento recto por curvas de radios comprendidos entre 5 000 y 7 000 m.

La longitud máxima se define con la ecuación siguiente[22]:

$$L_{máx} = 16.70\, V_D$$

Donde:

$L_{máx}$: Longitud máxima de la tangente, metros.

V_D: Velocidad de diseño, Km/h.

[22] MTI – Manual para la Revisión de Diseños Geométricos 2008, Capitulo 4, Pág. 73.

5.4.2 CURVAS CIRCULARES SIMPLES.

Este tipo de alineaciones tienen como función principal el enlazar dos tangentes con distinta dirección evitando quiebres bruscos en el trazado del camino. Se caracteriza por una curvatura de radio constante, lo que obliga al conductor a efectuar maniobras de giro repentinas al entrar de un tramo recto a un tramo curvo.

Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal, como el radio mínimo de curva o grado máximo de curva, las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo y los factores de fricción.

En el diseño de curvas horizontales se deben considerar dos casos:

- Tangente seguida por curva horizontal: en esta situación, las fuerzas centrifugas[23] actúan en contra de la operación segura de los vehículos cuando entran y circulan por la curva.
- Alineamiento compuesto de tangente, curva horizontal y vertical: gobiernan el diseño factores como el efecto de las fuerzas centrípetas[24] y centrifugas, el movimiento lento de los vehículos pesados cuando ascienden las pendientes y las altas velocidades cuando bajan.

En el diseño de las curvas de las carreteras es necesario establecer las relaciones adecuadas entre la velocidad de diseño y la curvatura así como sus estrechas relaciones con el peralte y la fricción lateral.

[23] Fuerza centrífuga es una fuerza ficticia que aparece cuando se describe el movimiento de un cuerpo en un sistema de referencia en rotación, o equivalentemente la fuerza aparente que percibe un observador no inercial que se encuentra en un sistema de referencia giratorio.
[24] Fuerza centrípeta es toda fuerza o componente de fuerza dirigida hacia el centro de curvatura de la trayectoria de una partícula.

Cuando un vehículo se mueve siguiendo una trayectoria circular, es forzado hacia afuera, radialmente, debido a la aceleración centrípeta. Si la curva tiene una inclinación transversal (sobreelevación o peralte), la componente del peso paralelo a la inclinación de la carretera y la fuerza de fricción lateral que se desarrolla entre las llantas y la superficie, o una combinación de las dos, contrarrestan esta aceleración centrípeta. La aceleración centrípeta es algunas veces igualada a la fuerza centrípeta; sin embargo, esta es una fuerza imaginaria que el conductor cree que lo empuja hacia afuera de las curvas cuando, en efecto, el vehículo se aceleró en dirección al interior de la curva.

La fórmula básica que gobierna la operación de un vehículo en curva es:

$$\frac{0.01e + f}{1 - 0.01ef} = \frac{V^2}{gR} = \frac{0.0079V^2}{R} = \frac{V^2}{127R}$$

Donde:

e: Tasa de peralte de la carretera, en porcentaje.

f: Factor de fricción lateral.

v: Velocidad del vehículo (m/s).

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg^2).

V: Velocidad del vehículo (km/hr).

R: Radio de la curva, medido al centro de gravedad del vehículo (m).

5.4.2.1 Fricción lateral y peralte.

El factor de fricción lateral depende principalmente de las condiciones de la llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo, mientras que la sobreelevación o peralte depende de las condiciones climáticas, tipo de área, urbana o rural, frecuencia de los vehículos de baja velocidad y las condiciones del terreno.

Para seleccionar el máximo factor de fricción lateral para el uso en diseño, el principal control es el sentimiento de falta de comodidad que experimentan los conductores cuando transitan una curva a una velocidad determinada con la fuerza centrífuga, que al mismo tiempo se relaciona con la resistencia al desplazamiento que se requiere para efectuar la maniobra.

Los métodos que se utilizan para la distribución de la sobreelevación o peralte (e) y el factor de fricción lateral (f) para contrarrestar la fuerza centrífuga en curvas con una determinada velocidad de diseño, son los siguientes:

1. La sobreelevación o peralte “e” y la fricción lateral “f” son directamente proporcionales al inverso del radio de la curva horizontal (por ejemplo, existe una relación lineal entre 1/R = 0 y 1/R = $1/R_{mín.}$

2. La fricción lateral es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por la fricción lateral en curva hasta que se requiera $f_{máx}$ y el peralte es entonces utilizados para contrarrestar la aceleración lateral hasta que “e” sea $e_{máx}$. En este método, primero f y luego e son incrementados en proporción inversa al radio de la curvatura. Este método es particularmente ventajoso en vías urbanas de baja velocidad, donde resulta difícil proyectar las sobreelevaciones requeridas.

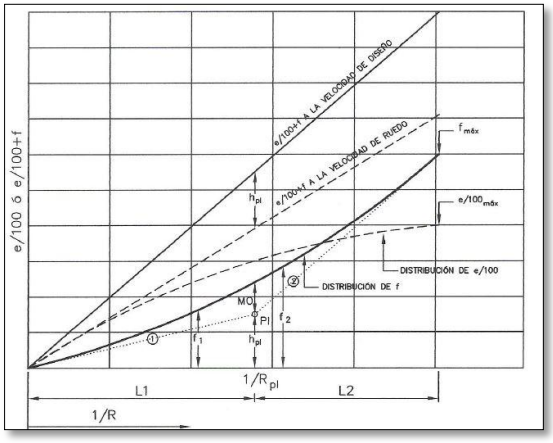
3. La sobreelevación o peralte es tal que un vehículo viajando a la velocidad de diseño tiene toda la aceleración lateral contrarrestada por el peralte en las curvas hasta que requieren $e_{máx}$ y la fricción lateral es entonces utilizada hasta que f sea $f_{máx}$. En este método, primero e y luego f son incrementados en proporción en proporción inversa al radio de la curvatura. En este método resulta en fricciones negativas para curvas amplias e intermedias, después de lo cual la fricción lateral se incrementa rápidamente al máximo para curvas de radios mínimos.

4. Este método es similar el método 3, excepto que se basa en la velocidad promedio de ruedo, en lugar de la velocidad de diseño. Es un intento por separar las deficiencias del método 3, introduciendo la sobreelevación antes de que se alcance la velocidad de diseño.

5. En este método se mantiene una relación curvilínea ente "e" y "f" y el radio de la curva, que asemeja una forma parabólica simétrica, con valores localizados entre los métodos 1 y 3. Este es el método recomendado para el diseño, por representar una distribución practica sobre el rango usual de curvaturas.

Los factores de fricción lateral que se muestran con línea sólida en la Figura 5. 3 representa el máximo valor de "*f*" seleccionado para cada velocidad de diseño. Cuando estos valores se utilizan en conjunto con el método 5 (método recomendado), entonces se determinan las curvas de distribución *f* para varias velocidades. Restando el valor f calculado de $\left(\frac{e}{100}+f\right)$ en la velocidad de diseño, se obtiene la distribución final de e.

Figura 5. 3 Procedimiento para desarrollar la distribución final del peralte aplicando el Método 5.

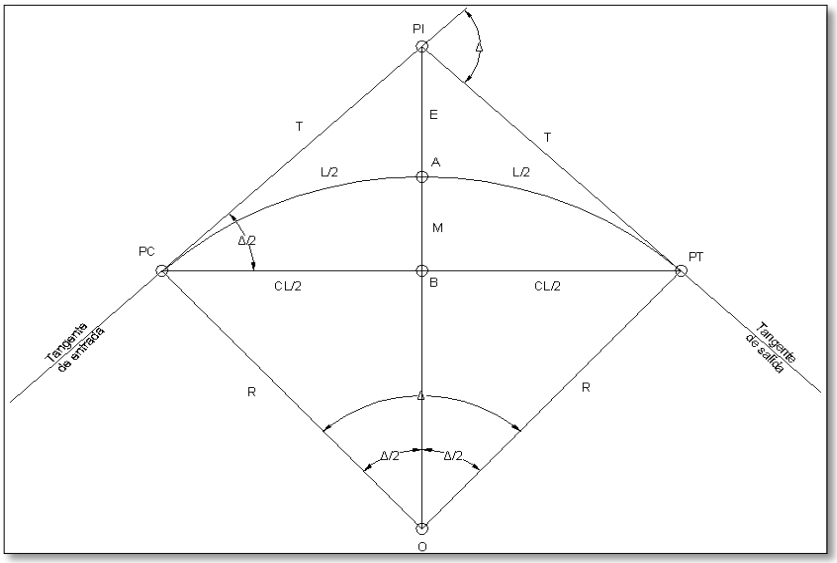


Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Tabla 3 – 18, Pág. 154.

5.4.2.2 Puntos Notables y Elementos de la Curva Circular

- Punto de vértice (PI): Punto de intersección de los alineamientos rectos (tangentes).
- Principio de curva (PC): Punto donde termina la tangente de entrada y da inicio la curva.
- Punto de terminación (PT): Punto donde termina la curva e inicia la tangente de salida.
- Punto Medio (PM): Es el punto medio de la curva circular.
- *Δ:* Angulo de deflexión formado por las tangentes al interceptarse en el PI. Cuando el ángulo de deflexión o delta se mide en el sentido de las agujas del reloj a partir de la prolongación del alineamiento anterior, entonces se llamara derecho, mientras que si se mide en sentido anti horario se llamara izquierdo.

Figura 5. 4 Elementos de la curva circular



- Tangente (T): Es el segmento PI – PC que es igual al segmento PI – PT.

$$T = R * Tang\frac{\Delta}{2}$$

- Radio (R): El valor del radio, escogido por el diseñador de la vía depende de las condiciones topográficas del sitio y de las limitaciones que imponen las leyes de la mecánica del movimiento de los vehículos, igualmente respetando los límites de los radios mínimos ya que son los valores límites de la curvatura para una velocidad de diseño dada, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento mediante la siguiente ecuación:

$$R_{min.} = \frac{V^2}{127.14 * (e_{max} + f)}$$

Donde:

$R_{min.}$: Radio mínimo de curva, metros.

V: Velocidad de diseño, en Km/hr.

$e_{max.}$: Sobreelevación máxima, en % (Tabla D.5, *Ver Anexo D*)

f: Factor de fricción lateral, valor adimensional (Tabla D.6).

- Grado de la curva (G): Es el que permite al vehículo recorrer con seguridad la curva con el peralte máximo a la velocidad de diseño.

$$G_{max} = \frac{145692.26\ (f + e)}{V^{\,2}}$$

$$G_{curva} = \frac{1145.92}{R_{curva}}$$

- Longitud (L): Longitud del arco comprendido entre el PC y el PT, conocida también cono desarrollo.

$$L = \frac{\Pi * R * \Delta}{180} \quad o\ bien \quad D = \frac{20 * \Delta}{G}$$

La solución de las ecuaciones para el cálculo del radio mínimo y grado de curva para distintas velocidades y sobreelevación se indican en la tabla D.6 (*Ver Anexo D*).

5.4.3 CURVAS CIRCULARES DE TRANSICIÓN O CURVAS ESPIRALES.

El alineamiento circular con curvas circulares simples está compuesto por tramos rectos enlazados. Un tramo recto o en tangente presenta un radio de curvatura infinito, mientras que un arco circular presenta un radio de curvatura constante, lo que significa que en el PC y PT se presenta un cambio brusco y puntual de curvatura ocasionando a su vez un cambio inmediato en la fuerza centrífuga. Lo anterior obliga a los conductores a desarrollar una trayectoria errónea durante un tramo de vía, principalmente a la entrada y salida de las curvas.

Cuando un vehículo requiere pasar de un tramo en tangente a otro en curva circular, se procura que sea en forma gradual, tanto en cambio de dirección como en la sobreelevación y la ampliación que se mantienen en la curva circular, para lograr esta cambio gradual se utilizan las Curvas de Transición.

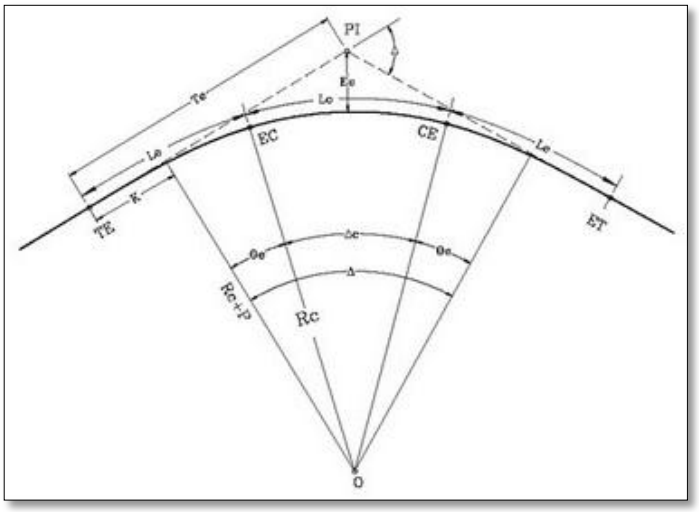
Existen varios modelos de curva para la transición, como son la curva elástica, lemniscata de Bernoulli, espiral cúbica, espiral de Searles, curvas de transición de Óvalos de Cassini, curva de transición de Schram (parábola de cuarto grado), no obstante la más utilizada es la Espiral de Euler o Clothoide, por poseer la superior continuidad dinámica, ya que su radio varía desde el infinito en tangente hasta el radio de la curva circular.

La Clothoide es una curva de la familia de las espirales que presenta las siguientes ventajas:

- El crecimiento lineal de su curvatura permite una marcha uniforme y cómoda para el usuario, quien solo requiere ejercer una presión creciente sobre el volante, manteniendo inalterada la velocidad, sin abandonar el eje de su carril.
- El desarrollo del peralte se logra en forma también progresiva, consiguiendo que la pendiente transversal de la calzada sea en cada punto exactamente la que corresponde al respectivo radio de curvatura.
- La flexibilidad de la clothoide permite acomodarse al terreno sin romper la continuidad, lo que permite mejorar la armonía y apariencia de la carretera.

En la siguiente Figura se aprecia una curva espiral con longitud Le, que conecta la tangente de entrada con una curva circular de radio R, la longitud L, es la longitud de la curva espiral desde su origen a un punto cualquiera P de radio conocido.[25]

Figura 5. 5 Esquema general típico de curva circular con curva espiral de transición.



[25] MTI, Manual para la revisión de diseños geométricos, 2008. Capítulo 3, sección 3.3. Pág. 51

5.4.3.1 Longitud Mínima de la Espiral[26].

La Longitud mínima de la espiral se define mediante la ecuación siguiente:

$$L_{S_{mín}} = \sqrt{24\ (\rho_{min})}R$$

Donde:

$L_{S_{mín}}$: Longitud mínima de transición de la espiral, metros.

$\rho_{mín}$: Mínima compensación lateral entre tangente y curva circular (0.20m).

R: Radio de la curva circular, metros.

5.4.3.2 Longitud Máxima de la Espiral:

La experiencia indica que es necesario limitar la longitud de las curvas espirales de transición. Longitudes muy largas inducen confianza en el conductor para la curva que se aproxima. Un valor conservador de esta longitud se obtiene de:

$$L_{S_{máx}} = \sqrt{24\ (\rho_{máx})R}$$

Donde:

$L_{S_{máx}}$: Longitud máxima de transición de la espiral, metros.

$\rho_{máx}$: Máxima compensación lateral entre tangente y curva circular (1.0 mt)

R: Radio de la curva circular, metros.

[26] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Pág. 188.

5.4.3.3 Radios Máximos para el uso de curvas con Espirales.

La tabla 5. 7, presenta los radios máximos permisibles para obtener los mayores beneficios de seguridad y operación del uso de una curva espiral de transición para las distintas velocidades de diseño según el manual de la AASHTO 2004.

Tabla 5. 7 Radios Máximos para el uso de Curvas Espirales.

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/hr)	RADIO MÁXIMO (m)
20	24
30	54
40	95
50	148
60	213
70	290
80	379
90	480
100	592
110	716
120	852
130	1000

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO. 2004. Pág. 187.

El diseño de curvas de transición está determinado por el radio y la velocidad de proyecto, ya que cuanto menor es el radio de la curva circular y mayor la velocidad, es necesario hacer uso de estas curvas. Sin embargo, cuando los radios pasan los valores limites estipulados en la Tabla 5. 7, no se necesitan transiciones, por lo tanto, se pasa directamente de la tangente a la curva circular.

5.4.4 DISEÑO DEL PERALTE.

Como se ha mencionado anteriormente, el peralte es la pendiente que se le da a la calzada en la curva horizontal hacia el centro de la misma, para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga que ejercen los vehículos. Esta fuerza centrífuga se contrarresta por una o las dos de las siguientes fuerzas:

- Por la fricción que se presenta entre las llantas y la superficie de rodadura del pavimento.

- Elevando el borde exterior con respecto al interior, elevación que se llama peralte. El peralte inclina el vehículo y su peso puede ser descompuesto en una componente normal al piso y otra paralela a este. Esta última es la fuerza que contrarresta la fuerza centrífuga. La tabla D.5 (*Ver Anexo D*), contiene los valores máximos de peraltes en dependencia del tipo del terreno para la red vial centroamericana.

El cálculo del peralte necesario para la curva se realiza utilizando el método 5 descrito en la sección 5.4.2.1 de este mismo capítulo. Dicho método se describe en la página 160 de la AASTHO 2004, y el procedimiento se muestra en la tabla D. 9 (*Ver Anexos D*)

Para llevar a cabo el cambio de la sección transversal de una vía en tangente cuya inclinación hemos denominado bombeo, a la sección transversal con el peralte requerido en una curva, se necesita establecer o diseñar una transición entre estas dos. La longitud de transición es la distancia en que se efectúa el cambio de la sección normal en tangente a la sección con peralte pleno en la curva.

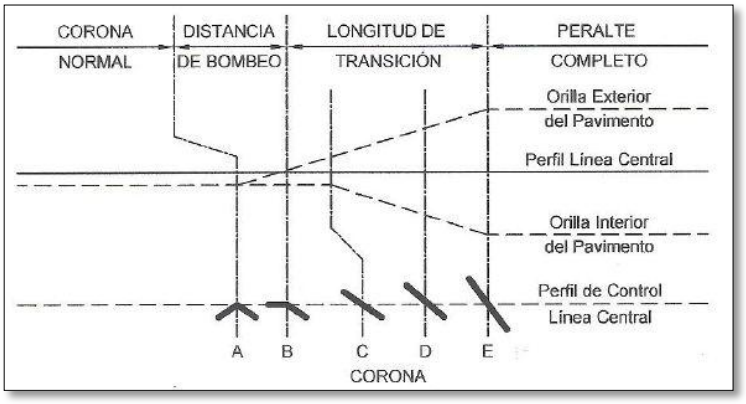
Para proveer el peralte se practican cuatro métodos[27]:

- Giro de la calzada con bombeo normal alrededor de la línea central: La sección transversal se gira alrededor de la línea central del perfil. Este método es el más usado en el diseño porque el cambio de cota requerido de

[27] Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de gestión de riesgo y seguridad vial, Elementos de Diseño, Pág. 3 – 31, Ed 2011.

la orilla de la calzada se hace con menor distorsión que con los otros métodos.

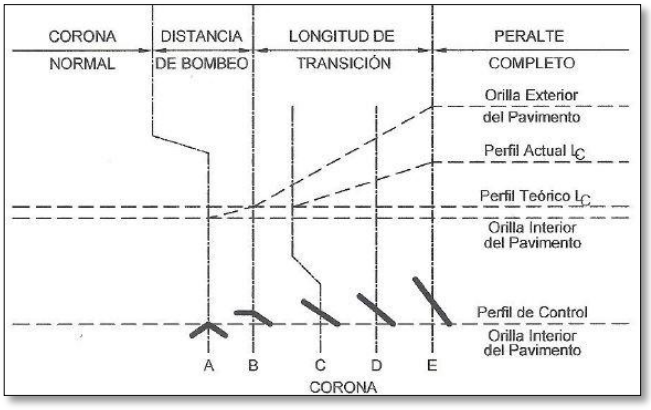
Figura 5. 6 Giro alrededor de la línea central.



Fuente: Manual Centro Americano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras. Ed 2011.Pág. 3 – 32.

- Giro de la calzada con bombeo normal alrededor de la rasante del borde interior: En este caso, la rasante del borde interior está determinada como una paralela a la rasante calculada de la línea central. Una mitad del cambio requerido en la pendiente transversal se hace rotando la rasante de la línea central con respecto al borde interior de la calzada y la otra mitad, rotando el borde exterior de la calzada una cantidad igual con respecto a la rasante de la línea central.

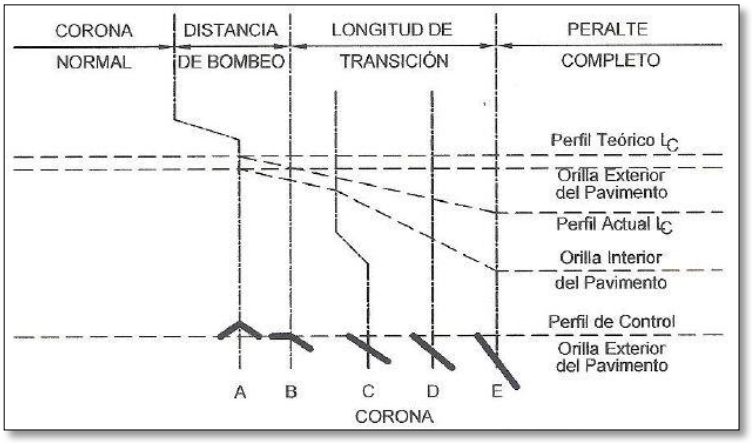
Figura 5. 7 Giro alrededor de la orilla interior del pavimento.



Fuente: Manual Centro Americano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras. Ed 2011.Pág. 3 – 32..

- Giro del bombeo normal alrededor de la rasante del borde: Este método comprende una geometría similar a la del método anterior, donde la sección de la calzada con bombeo normal gira alrededor de la rasante del borde exterior, excepto que el cambio se efectúa debajo de la rasante del borde exterior, en vez de arriba de la rasante del borde interior.

Figura 5. 8 Giro alrededor de la orilla exterior.

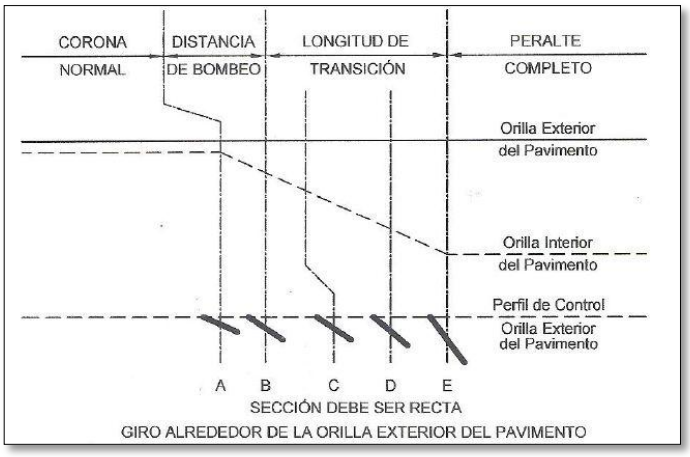


Fuente: Manual Centro Americano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras. Ed 2011.Pág. 3 – 32.

- Giro de la pendiente transversal recta de la calzada alrededor de la rasante del borde exterior*:* En este método, se gira la calzada que tiene una pendiente transversal recta, diferente que para los otros métodos. Para una pendiente transversal recta, se calcula la rasante del borde exterior, y el cambio requerido en la pendiente transversal se hace bajando el borde interior.

La calzada gira alrededor de la rasante del borde exterior porque este punto se usa más a menudo para el giro de la calzada de dos carriles en un sentido y con la rasante aplicada a lo largo del borde del bordillo. La calzada también podría girarse alrededor de la división de carril o alrededor de la rasante del borde interior.

Figura 5. 9 Giro alrededor de la orilla exterior del pavimento.



Fuente: Manual Centro Americano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras. Ed 2011.Pág. 3 – 32.

La longitud de transición está compuesta por dos distancias:

- Transición del Bombeo**:** es la distancia requerida para eliminar el peralte adverso, correspondiente al bombeo de sentido contrario al del peralte de la curva. A lo largo de esta transición la pendiente del carril y la de la berma de la parte exterior de la curva, pasa de la pendiente del bombeo en % a una pendiente de 0%, esta longitud la llamaremos N, conocida también como longitud de aplanamiento.

La transición del bombeo (N) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\frac{L_t}{N} = \frac{e}{b} \Rightarrow N = \frac{L_t * b}{e}$$

Donde:

N: Longitud de transición requerida para el bombeo $(N_1TS = TSN_2)$, mts.

L_t: Longitud de transición del peralte, metros.

b: Valor del bombeo, %.

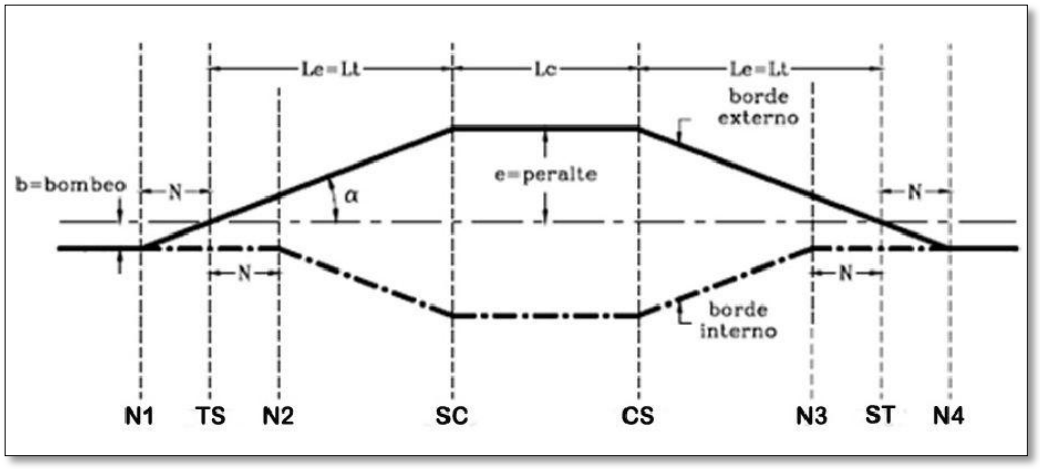
e: Peralte requerido por la curva, %.

- Transición del Peralte: es la distancia en la cual adquiere el peralte total requerido por la curva (e_{req}). Inicialmente se eleva de forma constante el borde exterior de la vía a partir de la sección con peralte de 0% hasta el punto donde adquiere la pendiente del bombeo pero con valor positivo, mientras que el borde interno permanece fijo. A partir de este punto comienza a bajar el borde interior mientras que el borde exterior continua subiendo hasta el punto donde dicho plano adquiere la pendiente correspondiente al peralte necesario para la curva, esta longitud la llamaremos Lt, la cual es igual a la longitud de la espiral Le.

5.4.4.1 Ubicación de la Longitud de transición de Peralte.

- Curva Espiral – Circular – Espiral: Cuando se tienen curvas con espirales de transición el desarrollo o transición del peralte se lleva a cabo conjuntamente con la de la curvatura de la espiral. Tal como se indicó en el capítulo de curvas espiralizadas, esta es una de las ventajas que ofrece este tipo de curvas ya que a lo largo de la espiral el valor del radio es variable, al igual que el peralte pero de manera inversa.

Figura 5. 10 Representación del desarrollo del peralte en una curva con espiral de transición.



De acuerdo a la Figura anterior, se define el abscisado del diagrama del peralte en una curva espiral – espiral:

N1 =	TS - N	**CS =**	SC + Lc
TS =	PI - T	**N3 =**	ST - N
N2 =	TS + N	**ST =**	CS + Le
SC =	TS + Le	**N4 =**	ST + N

- Curvas Circulares. Cuando el diseño del alineamiento horizontal se realiza con curvas circulares la transición del peraltado se puede realizar de dos formas:

  Transición en la Tangente: Es la más recomendable, desarrollando la totalidad de dicha transición en las tangentes adyacentes a la curva. Puede que para el conductor sea un poco incómodo transitar sobre un tramo recto con una inclinación mayor a la del bombeo, por lo tanto se sacrifica la comodidad a cambio de la seguridad.

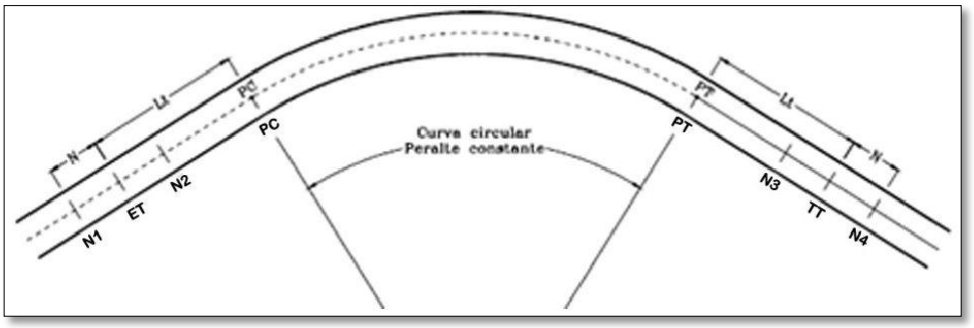
  De acuerdo a lo anterior la transición del peralte es similar a la presentada en la figura anterior con el PC ubicado en el punto D y el PT en el punto E, de modo que el peralte permanece constante a lo largo de toda la curva circular.

  El abscisado del diagrama de peralte para este caso es:

N1 =	PC - (LT + N)	**N3 =**	PT + (LT - N)
ET =	N1 + N	**TT =**	N3 + N
N2 =	ET + N	**N4 =**	TT + N

ET: Empieza Transición **TT:** Termina Transición.

Figura 5. 11 Desarrollo del peralte fuera de la curva circular.



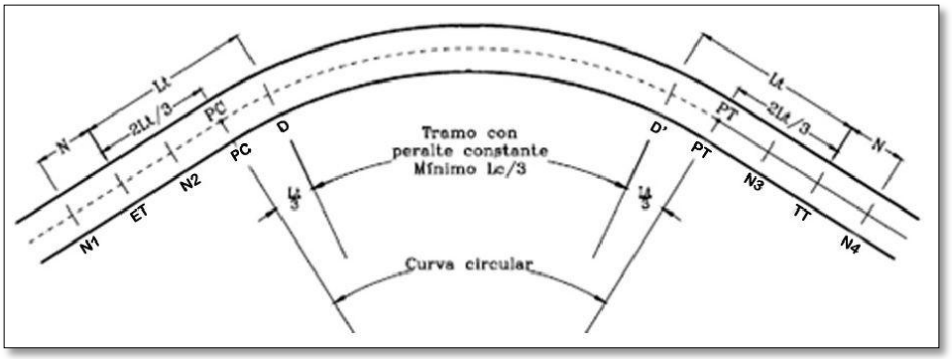
Transición en tramo recto y tramo curvo: Lo más aconsejable es que este método se emplee sólo cuando la entretangencia o tramo recto entre dos curvas no sea suficiente para poder desarrollar la transición del peralte de ambas curvas. El análisis de este método se especifica en que el punto donde el peralte alcanza su valor máximo (D, según la siguiente figura), este ubicado a una distancia $\frac{Lt}{3}$ más allá del PC.

El abscisado de los puntos del diagrama de peralte es:

N1 =	PC - (⅔LT + N)	**D' =**	PT - ⅓LT
ET =	N1 + N	**N3 =**	PT + (⅔LT - N)
N2 =	ET + N	**TT =**	N3 + N
D =	PC + ⅓LT	**N4 =**	TT + N

ET: Empieza Transición **TT:** Termina Transición.

Figura 5. 12 *Desarrollo del peralte a ⅓ dentro de la curva circular.*



La longitud de transición mínima del peralte (Lt) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$Lt = m * a * e_{req}$$

Para calcular el valor del peralte en un punto cualquiera p de la rampa de peralte se plantea una relación de triángulos semejantes. De la relación de triángulos semejantes se tiene que:

$$\frac{e_{max}}{L_t} = \frac{e_i}{d_i}$$

Por lo tanto:

$$e_i = \frac{e_{max}}{L_t} * d_i$$

Donde:

e_i: Peralte de un punto cualquiera i dentro de la rampa de peraltes.

d_i: Distancia del punto i al punto ET para la primera rampa, y al punto TT para la segunda rampa.

L_t: Longitud de transición.

La AASHTO recomienda calcular la longitud de la espiral con base en el aspecto estético, consiste en igualar la longitud de la espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular ($L_e = L_t$). Se establece que la espiral tenga suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto del camino tenga un valor máximo P.

$$P = \frac{1}{m}$$

Considerando el desarrollo de la curva de transición por estética ($L_e = L_t$), la longitud de transición de la curva es:

$$L_{e\,min} = m * a * e_{req}$$

La AASHTO muestra las longitudes de transición recomendables en función del número de carriles de circulación y del peralte de diseño de la curva. Estas longitudes de transición se muestran en la tabla D. 8 (*Ver Anexos D*).

5.4.5 SOBREANCHO EN CURVAS HORIZONTALES.

Cuando un vehículo circula por una curva, ocupa un ancho de camino mayor que en una tangente, debido a esta situación y a que es difícil para el conductor mantener el vehículo en el centro del carril, es necesario proporcionar un ancho adicional en las curvas, en relación con el ancho en tangentes. A este ancho adicional se la denomina ampliación o sobreancho. Los sobreanchos se diseñan en curvas horizontales de radios pequeños, combinados con carriles angostos.

Una de las expresiones más utilizadas para calcular el sobreancho en las curvas horizontales, en función del vehículo de diseño seleccionado, según el manual de la AASHTO es la siguiente[28]:

$$W = W_c + W_n$$

Donde:

W: Valor sobreancho, mts.

W_C: Ancho de calzada en curvas, mts.

W_n: Ancho de carril en tangente, mts. Se multiplica por 2 para obtener el ancho de la calzada.

Para el cálculo de W_C se realiza en función de múltiples parámetros, entre estos el número de carriles y la distancia lateral libre del vehículo de diseño, esto se realiza mediante la expresión:

[28] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2004). Pág. 208.

$$W_c = n(U + C) + (n - 1)F_a + Z$$

Donde:

n: Número de carriles.

c: Distancia lateral libre del vehículo de diseño, mts.

El parámetro Z no es más que el ancho extra recomendable por la dificultad de manejar en curvas, en metros. Se calcula mediante la expresión siguiente[29]:

$$Z = 0.1\left(\frac{V}{\sqrt{R}}\right)$$

Donde:

V: Velocidad de diseño, Km/h.

R: Radio de la curva, mts.

El parámetro F_a se refiere al ancho ocupado por el voladizo delantero del vehículo de diseño, en metros. El cálculo de este se realiza con la formula siguiente:

$$F_a = \sqrt{R^2 + A(2L + A)} - R$$

Donde:

A: Voladizo delantero del vehículo de diseño, mts.

L: Distancia entre ejes, mts.

El parámetro U es el ancho de la huella que ocupa el vehículo, desde el borde exterior al borde exterior de las llantas, medido en metros. Se calcula en función del radio de la curva y la distancia entre ejes, mediante la siguiente expresión:

$$U = u + R - \sqrt{R^2 - L^2}$$

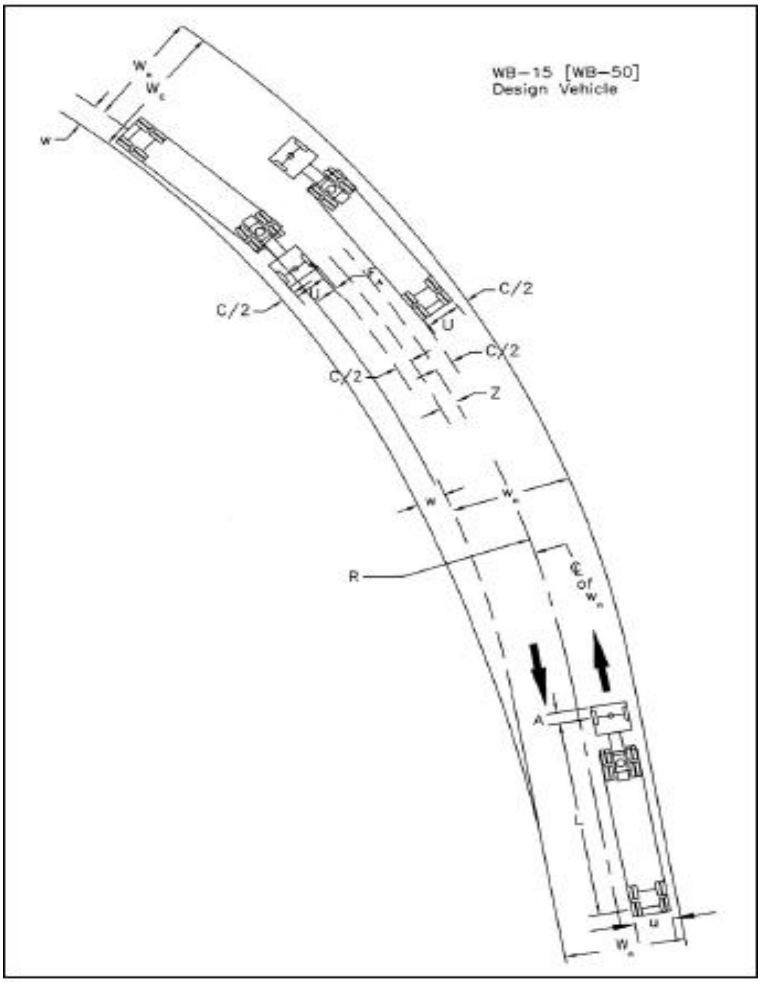
[29] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2004). Pág. 205.

Donde:

u: Ancho del vehículo de diseño, mts.

En la siguiente Figura se muestra la distribución de los parámetros especificados anteriormente para el cálculo del sobreancho en la curva horizontal, tomando como referencia el vehículo de diseño WB – 15.

Figura 5. 13 Parámetros Básicos para el Cálculo de Sobreancho en Curvas.



Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2004). Pág. 205.

En la selección del sobreancho en curvas se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Sobreanchos menores de 0.60 metros, no son necesarios en las curvas.
- Deberán emplearse sobreanchos en curvas cuyo radio sea inferior a 300 metros.
- Se toma un valor para L que corresponde al vehículo de diseño que previamente haya sido seleccionado. Se puede determinar el sobreancho de la vía de acuerdo con la relación geométrica anteriormente dada, para el vehículo de diseño y 2 carriles.
- En curvas circulares sin transición, el sobreancho total debe aplicarse en la parte inferior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.
- En curvas circulares de transición, el sobreancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada.

5.5 ALINEAMIENTO VERTICAL.

Es la representación de la sub rasante en el perfil longitudinal del terreno a lo largo de la carretera; conformada por tangentes y curvas verticales. El eje en este alineamiento se llama rasante o sub rasante dependiendo del nivel que se tenga en cuenta en el diseño, es por eso que se debe de tomar en cuenta que en este sentido juega un papel muy destacado la topografía: un relieve accidentado, cuyo perfil posee fuertes cambios de pendientes, dificultará la adecuación de la rasante de la carretera al terreno y acarreara un mayor movimiento de tierras, e incluso la construcción de estructuras de paso que encarecerán los costos.

5.5.1 ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL ALINEAMIENTO VERTICAL.

Al igual que el diseño en planta, el eje del alineamiento vertical está constituido por una serie de tramos rectos denominados tangentes, enlazados entre sí por curvas.

5.5.1.1 Tangentes**.**

Mantienen constante su inclinación a lo largo de su longitud, su definición geométrica es relativamente sencilla y se realiza en función de criterio de ajuste del terreno para minimizar los movimientos de tierra, y se clasifican según su inclinación o signo de la pendiente positiva o negativa:

- Rampas: Tramos que poseen una inclinación positiva en el sentido de las marchas de los vehículos, produciendo una reducción de la velocidad, especialmente grave en la categoría de los vehículos pesados.

- Pendientes: Son tramos de calzada de inclinación negativa en el sentido de la marcha. Este aspecto favorece un aumento de la velocidad de circulación de los vehículos.

Pendientes máximas: La selección de la pendiente para a la hora de diseñar la carretera tendrá una influencia relevante en la operación de los vehículos que operaran por ella. En automóviles, las pendientes de subida de hasta un 5% no tienen influencia apreciable en la velocidad, cuando se compara con la correspondiente en el terreno plano.

Cuando sube la pendiente la velocidad decrece progresivamente y en las pendientes de bajada la velocidad tiene un pequeño aumento. En consecuencia,

las restricciones a estas velocidades son impuestas por condiciones de seguridad y comodidad.

En vehículos pesados, la influencia de las pendientes de subida es bastante significativa por el atraso que ocasiona a otros vehículos, especialmente en carreteras con altos volúmenes de tránsito, ya que la velocidad de estos vehículos se reduce tanto en subida como en bajada.

La relación peso/potencia de los vehículos, define características de operación que permiten determinar la velocidad con que pueden recorrer una pendiente determinada.
El Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales, (SIECA 2011), muestra las pendientes máximas recomendadas para las carreteras colectoras rurales y se presentan en la tabla D. 10 (*Ver Anexos D*).

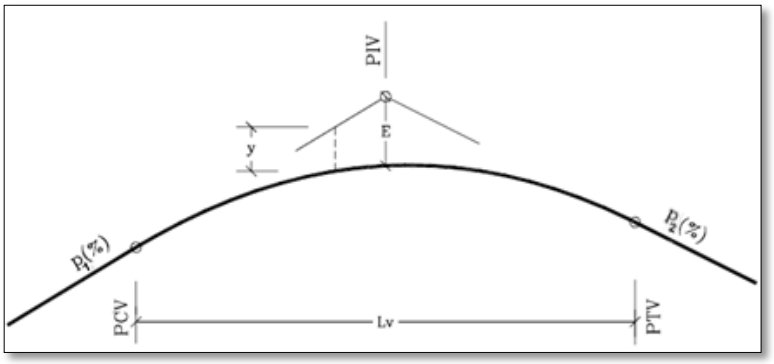
Pendiente Mínimas: Está pendiente se fija para permitir el drenaje adecuado. En los tramos de relleno puede ser nula, efectuándose el drenaje de la carretera mediante el bombeo transversal, pero en los tramos en corte se recomienda usar 0.50 %, permitiéndose, excepcionalmente, hasta 0.30 %.

5.5.1.2 Curvas Verticales.

Una curva vertical es aquel elemento del diseño en perfil que permite el enlace de dos tangentes verticales consecutivas, tal que a lo largo de su longitud se efectúa el cambio de la tangente de entrada (P_1) a la tangente de salida (P_2). La parábola simétrica es la utilizada para el diseño de las curvas verticales.

Cuando la diferencia algebraica entre las pendientes a unir sea menor de 0.5 % ($A = P_2 - P_1 < 0.5\%$), las curvas verticales no son necesarias, ya que el cambio es tan pequeño que en el terreno se pierde durante la construcción.

Figura 5. 14 Elementos de una Curva Vertical



En la gráfica anterior se muestran los elementos principales de una curva circular, siendo estos:

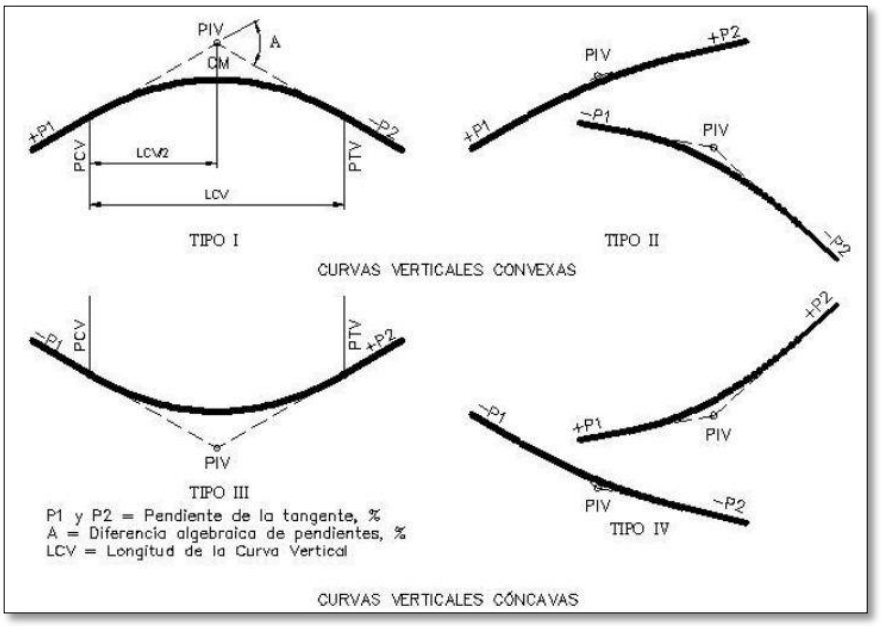
- PCV: Principio de la curva vertical.
- PIV: Punto de Intersección vertical.
- PTV: Principio de tangente vertical o final de la curva vertical.
- $L_{V:}$ Longitud de la curva vertical, mts.
- P_1: Pendiente inicial o de llegada, expresada en porcentaje.
- P_2: Pendiente final o de salida, expresada en porcentaje.
- E: Externa. Distancia vertical entre el PIV y la curva.
- y: Corrección vertical.
- A: Diferencia algebraica entre pendientes, expresada en porcentajes.

En términos generales existen curvas verticales en crestas o convexas cuya concavidad queda hacia abajo, y curvas verticales en columpios o cóncavas que contrariamente a las anteriores la concavidad queda hacia arriba. Las primeras se diseñan de acuerdo a la más amplia distancia de visibilidad para la velocidad de diseño y las otras conforme a la distancia que alcanzan a iluminar los faros del vehículo de diseño.

Cuando A < que 0, la curva es una Cresta, en caso contrario, cuando A > 0, la curva está en columpio.

Las siguientes figuras muestran los diferentes tipos de estas curvas utilizadas en el diseño del alineamiento vertical.

Figura 5. 15 Tipos de Curvas Verticales.



En el diseño del alineamiento vertical se utiliza la curva parabólica de segundo grado, simétrica. Por simplicidad, para el cálculo se utiliza un sistema referencial de coordenadas con el eje “Y” (eje de ordenadas) centrado en el PIV de dicha parábola. Puede ser apropiado utilizar curvas verticales asimétricas, en casos donde existan restricciones de diseño.

5.5.1.3 Curvas Verticales en Cresta o Convexas.

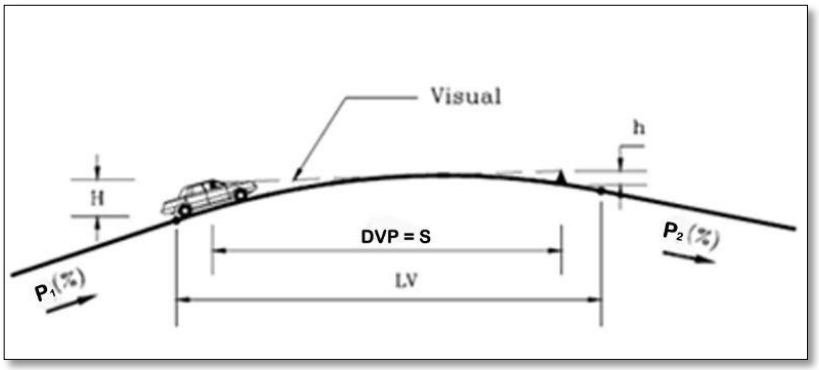
Las longitudes mínimas de curvas verticales en cresta que se basan en el criterio de distancia de visibilidad, generalmente son satisfactorias desde el punto de vista de seguridad, confort y apariencia.

Las ecuaciones básicas para calcular la longitud de una curva vertical en cresta, en términos de diferencia algebraica de pendientes y distancia de visibilidad son:

- Cuando S es menor que L:

$$L = \frac{A * S^2}{100\left(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2}\right)^2}$$

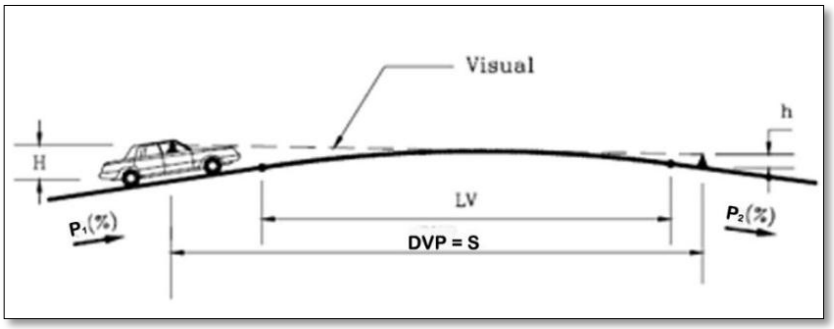
Figura 5. 16 Visibilidad en Curva Vertical Convexa con $S < L_v$.



- Cuando S es mayor que L:

$$L = 2S - \frac{200\left(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2}\right)^2}{A}$$

Figura 5. 17 Visibilidad en Curva Vertical Convexa con $S > L_v$.



Donde:

L: Longitud de curva, metros.

A: Diferencia Algebraica de pendientes, %.

S: Distancia de visibilidad, metros.

h_1: Altura del ojo sobre la superficie del camino, metros.

h_2: Altura del objeto sobre la superficie, metros.

Según SIECA se recomienda utilizar la distancia de visibilidad de parada para el diseño de curvas verticales en cresta porque las curvas diseñadas para distancias de visibilidad de rebase o adelantamiento resultan de gran longitud y esto conduce a una considerable elevación de los costos de construcción.

Cuando la altura del ojo (h_1) es de 1080 mm y la altura del objeto (h_2) es de 600 mm, y se use la distancia de visibilidad de parada, las ecuaciones serán:

- Cuando D_{vp} es menor que L:

$$L = \frac{A * {D_{vp}}^2}{658}$$

- Cuando D_{vp} es mayor que L:

$$L = 2D_{vp} - \frac{658}{A}$$

Tomando en cuenta que la distancia de visibilidad es constante para una velocidad dada, se puede expresar la longitud de la curva vertical en función de su constante K expresándose entonces $L = K * A$, o de otra forma $K = \frac{L}{A}$.

La longitud mínima a considerar en el diseño de curvas en cresta será $L_{mín.} = 0.6\,V$ desarrollada empíricamente por la AASHTO, con la velocidad en Km/h y L

en metros. Los valores de K para curvas verticales en cresta para distancia de visibilidad de adelantamiento se presenten en la siguiente tabla:

Tabla 5. 8 Control de Diseño (K) para Curvas Verticales en Cresta para Distancia de Visibilidad de Parada.

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA (m)	TASA DE CURVATURA VERTICAL "K"	
		Calculada	Para Diseño
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74
120	250	95.0	95

K = Longitud (m) por porcentaje de A

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2004), Tabla 3 – 72, Pág. 272.

5.5.1.4 Curvas Verticales en Columpios o Cóncavas.

Para el diseño de curvas en Columpio se han identificado los siguientes cuatro criterios a usarse en el cálculo de las longitudes de estas:

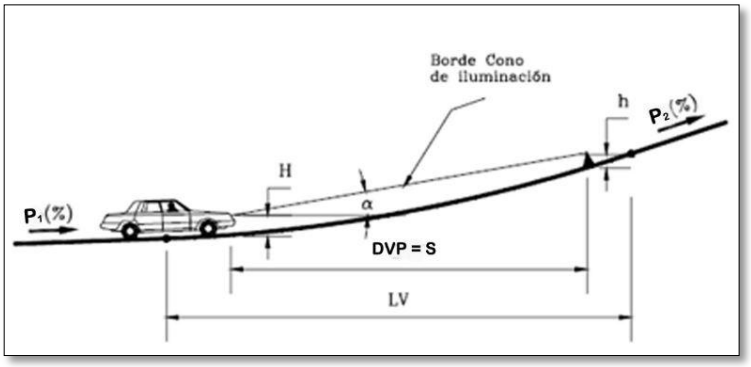
- El primero se basa en la distancia iluminada por los faros delanteros del vehículo.
- El siguiente toma en cuenta básicamente una sensación subjetiva de comodidad en el conducción, cuando el vehículo cambia de dirección en el alineamiento vertical.
- El tercero considera requerimientos de drenaje.
- El último se basa en condiciones de estética.

1. Se presentan dos casos a considerar para el primer criterio, dependiendo si la distancia iluminada por los faros del vehículo es mayor o no que la longitud de la curva.

- Cuando L es mayor que la distancia de visibilidad iluminada, S:

$$L = \frac{AS^2}{120 + 3.5 * S}$$

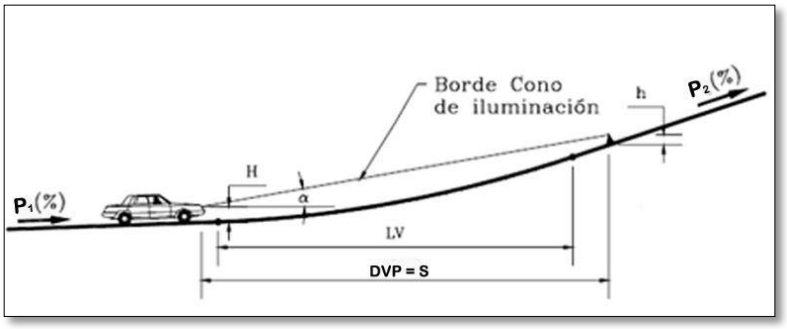
Figura 5. 18 Visibilidad en Curva Vertical Cóncava con $L_V > S$.



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

$$L = 2S - \left(\frac{120 + 3.5 * S}{A}\right)$$

Figura 5. 19 Visibilidad en Curva Vertical Cóncava con $L_V < S$.



Donde:

L: Longitud de curva vertical en columpio, metros.

A: Diferencia Algebraica entre pendientes de la curva, %.

S: Distancia de visibilidad iluminada por los faros del vehículo, metros.

Se considera una altura de los faros de 0.60 metros y un ángulo de 1° de divergencia de los rayos de luz.

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

$$L = \frac{AV^2}{395}$$

Las longitudes de curvas calculadas utilizando este criterio equivalente al 50% de los correspondientes a la modalidad anterior.

3. 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 0.30 % dentro de los 15 metros del punto a nivel del terreno. Sus resultados son muy similares a los obtenidos de la formula $L = K * A$, cuando K = 51 y la velocidad de diseño es de 110 kilómetros por hora.

Cuando se trata de tomar en cuenta aspectos de estética en estas curvas, existe la formula empírica $L = 30 * A$, siendo L la longitud mínima y A la diferencia algebraica de pendientes.

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 a 51.

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 A. la siguiente tabla presenta la tasa de curvatura vertical para el diseño de la curva vertical cóncava o columpio.

Tabla 5. 9 Control de Diseño para Curvas Verticales Cóncavas o en Columpio.

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA (m)	TASA DE CURVATURA VERTICAL "K"	
		Calculada	Para Diseño
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.6	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55
120	250	62.8	63

K = Longitud (m) por porcentaje de A

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 2004), Tabla 3 – 75, Pág. 277.

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 $(S = D_{vp})$ cuando viajan a la velocidad de diseño.

Como ya se habría mencionado anteriormente, el análisis para la curva vertical cóncava se realiza teniendo en cuenta la visibilidad nocturna donde la iluminación producida por las luces delanteras del vehículo juega un papel importante.

5.5.1.5 Elementos de la curva vertical.

El cálculo de los estacionados de la curva vertical será igual a:

$$PCV = PIV - \frac{L}{2} \quad ; \quad PTV = PIV + \frac{L}{2}$$

Elevaciones:

$$Elev_{PCV} = Elev_{PIV} \pm \left(P_1 * \frac{L}{2}\right) \quad ; \quad Elev_{PTV} = Elev_{PIV} \pm \left(P_2 * \frac{L}{2}\right)$$

Donde:

PCV: Principio de la curva vertical.

PIV: Punto de intersección vertical.

PTV: Final de la curva vertical.

$P_1 \ y \ P_2$: Pendientes de entrada y de salida

L: Longitud de curva vertical, metros

El uso del signo positivo o negativo dependerá del tipo de la geometría de la curva vertical, cuando la curva sea en cresta el signo será negativo, de ser en columpio el signo será positivo.

Para el cálculo de las elevaciones de los puntos que definen la curva y que servirán para su construcción se debe calcular la externa (E), mediante la siguiente expresión:

Para curvas verticales Simétricas:

$$E = \frac{A * L}{8}$$

Para curvas verticales Asimétricas:

$$E = \frac{L_1 * L_2 * A}{2L}$$

Donde:

E: Externa, metros.

A: Diferencia algebraica de pendientes, %.

Las correcciones verticales se pueden calcular de la siguiente manera:

Para curvas verticales Simétricas:

$$y = \frac{A*X^2}{2L} \qquad \text{O bien} \qquad y = k * X$$

Donde:

k: Grado de cambio de pendiente.

$$k = \frac{|P_2 - P_1|}{2 * L}, si\ P_1\ \wedge P_2\ estan\ expresada\ en\ \frac{m}{m}$$

$$k = \frac{|P_2 - P_1|}{200 * L}, si\ P_1\ \wedge P_2\ estan\ expresada\ en\ \%$$

Para curvas verticales Asimétricas:

$$y = E * \left(\frac{X_1}{L_1}\right)^2 \quad \text{y} \quad y = E * \left(\frac{X_2}{L_2}\right)^2$$

Siendo "X" la distancia entre cada estacionamiento.

Para poder completar el replanteo es necesario calcular la elevación sobre la tangente y sobre la curva, haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$Elev.^{S}/_{T} = Elev.PCV \pm P_1 * X$$
$$Elev.^{S}/_{T} = Elev.PTV \pm P_2 * X$$

Se utilizara la elevación del PCV cuando la elevación sobre la tangente que se esté calculado este antes del PIV, de lo contrario se utilizara la elevación del PTV. El signo a utilizar (±), dependerá de la pendiente.

$$Elev.^{S}/_{C} = Elev.^{S}/_{T} \pm Y$$

5.5.1.6 Algunos Criterios para el Diseño del Alineamiento Vertical.

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

- Las curvas verticales en columpio deben evitarse en secciones de 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 tangentes, deberían generalmente evitarse, particularmente en curvas en columpio donde la visión de la carretera puede ser desagradable al usuario.
- Los alineamientos ondulados, que involucran longitudes sustanciales de pendientes que generan momentum, 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.

5.6 COORDINACIÓN ENTRE EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL.

La consideración independiente de los trazados en planta y en perfil facilita enormemente la labor al proyectista a la hora de plantear el trazado de una carretera, sin embargo no deben desvincularse y siempre deben estar lo suficientemente coordinados como para que el usuario pueda circular por ella de forma cómoda y segura.

Con relación a la combinación del alineamiento horizontal con el vertical se procurara observar lo siguiente:

- los alineamientos verticales que originen terraplenes altos y largos no son deseables.
- Los alineamientos horizontal y vertical deben estar balanceados. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes y curvas verticales cortas, o bien una curvatura excesiva con pendientes suaves corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo el máximo de seguridad,

capacidad, facilidad y uniformidad en la operación, además una apariencia agradable dentro de las restricciones impuestas por la topografía.

- Cuando el alineamiento horizontal está constituido por curvas con grados menores al máximo, se recomienda proyectar curvas verticales con longitudes mayores que las mínimas especificadas; siempre que no se incremente considerablemente el costo de construcción de la carretera.
- Conviene evitar la coincidencia de la cima de una curva vertical en cresta con el inicio o terminación de una curva horizontal.
- Los puntos de tangencia de toda curva vertical, en coincidencia con una curva circular, estarán situados dentro de la zona de curvas de transición (clotoide) en planta y lo más alejados del punto de radio infinito o punto de tangencia de la curva de transición con el tramo en recta.
- No es conveniente comenzar o terminar una curva horizontal cerca de la cresta de una curva vertical. Esta condición puede resultar insegura, especialmente en la noche, si el conductor no reconoce el inicio o final de la curva horizontal. Se mejora la seguridad si la curva horizontal guía a la curva vertical. La curva horizontal debe ser más larga que la curva vertical en ambas direcciones.
- Los alineamientos deben combinarse para lograr el mayor número de tramos con distancias de visibilidad de rebase.
- En donde esté previsto el proyecto de un entronque, los alineamientos deben de ser lo más suave posible.

5.7 SECCION TRANSVERSAL.

La sección transversal de una carretera corresponde a un corte vertical normal al eje del alineamiento horizontal, definiendo la ubicación y dimensiones de cada uno de los elementos que conforman dicha carretera en un punto cualquiera y su relación con el terreno natural. Estos elementos deben tener en cuenta aspectos como la importancia de la vía, volúmenes de tránsito y composición, la velocidad de diseño, las condiciones del terreno, los materiales por emplear en las diferentes capas de la estructura del pavimento y la disponibilidad de recursos económicos.

Una sección sencilla consiste en la proyección de uno o dos sentidos de circulación. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

5.7.1 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL.

5.7.1.1 Derecho de vía.

Corresponde a la franja de ancho variable dentro de la cual se encuentra comprendida la carretera y todas sus obras accesorias. La propiedad del terreno para el derecho de vía será adquirida por el estado cuando ello sea preciso, por expropiación o negociación con los propietarios.

El ancho de la franja del derecho de vía en Centroamérica varía desde un límite inferior de 20 metros, hasta un máximo de 60 metros, excluyendo de ese tratamiento por sus particulares requisitos a las autopistas de todo tipo.

Para las carreteras colectoras, ubicadas en el rango inferior de la clasificación funcional de la red de carreteras regionales, se considera suficiente disponer de un derecho de vía de 20 metros de ancho, que puede ampliarse hasta 30 metros de ancho para disponer de una solución más holgada, en cambio para las carreteras troncales del sistema regional, el ancho recomendable del derecho de vía se incrementa hasta los 40 metros, con un óptimo recomendable por exceso de 50 metros.

5.7.1.2 Los carriles de circulación.

El carril es la unidad de medida transversal para la circulación de una sola fila de vehículos, siendo el ancho de la calzada o superficie de rodamiento la sumatoria de los carriles. Para ofrecer las mejores condiciones de seguridad y comodidad para los usuarios, la superficie de rodamiento de las carreteras debe de ser plana y sin irregularidades, resistente al deslizamiento y habilitada para la circulación del tránsito bajo todas las condiciones climáticas previsibles.

En la tabla D.7 (*Ver Anexos D*), se muestra el número de carriles recomendables según la clasificación de la carretera, volumen de tránsito y tipo de superficie de rodamiento.

5.7.1.3 El ancho de los carriles.

El ancho ideal de los carriles es de 3.6 m y un mínimo es de 2.7 m.

El ancho de carril de 3.60 m es deseable para las carreteras de la red regional, de manera que una calzada de dos carriles con 7.2 mt ofrecerá óptimas condiciones para la circulación vehicular. El carril de 3.3 mt se considerara recomendable, en tanto el carril de 3.0m de ancho es aceptable únicamente en el caso de vías diseñadas para baja velocidad. En el diseño de carriles contiguos y

de doble sentido de circulación, en el centro de la sección transversal para facilitar los giros de izquierda, los anchos recomendables varían entre 3 y 4.8 metros.

5.7.1.4 Pendiente transversal de los carriles.

Según la alineación con el alineamiento horizontal se puede presentar un bombeo o sobre elevación.

- Bombeo: es la pendiente transversal que se le da a la calzada en las tangentes del alineamiento horizontal. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto con la mínima pendiente y su valor es en función del tipo de superficie de rodamiento.

5.7.1.5 Hombros.

Son las franjas de carretera ubicadas contiguas a los carriles de circulación y que, en conjunto con estos, constituyen la corona. En las carreteras colectoras rurales el ancho mínimo de hombro externo varía entre 1.2 y 1.5 m.

Dentro de las prácticas corrientes del diseño de los hombros debe considerarse una pendiente máxima transversal del 5 %, empezando con un mínimo del 2%.

5.8 METODOLOGIA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

5.8.1 NORMAS DE DISEÑO.

Se utilizó como base las Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004) y las Normas de Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales del Manual Centroamericano de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA 2da edición).

Razones:

- Están expuestas en los objetivos específicos como normas de diseño a utilizar para el diseño geométrico.
- Se comparten los criterios de diseño con los manuales nacionales, además consideran la seguridad vial y amplitud del derecho de vía.

En casos particulares se recurrió al Manual para la Revisión de Diseños Geométricos del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

5.8.2 CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LA VÍA.

Atendiendo a los volúmenes de tráfico a la que estará sujeta la carretera hasta el período de diseño, (rango de 500 – 3000 TPDA), su posición geográfica y al hecho de que esta carretera amplía la Red Vial Nacional, se clasifica como Colectora Secundaria (Colectora Rural según SIECA), perteneciente a la NIC 23B.

Se considera que se pueden mantener la mayoría de las características del trazado actual del camino, tratando de conservar en el trazado de la planta, el eje actual de la vía, rectificando y localizando dicho eje en los sectores más críticos;

se proyecta la nueva rasante, fundamentalmente en relleno, con muy pocos cortes, lo que permitirá acomodar los espesores de la nueva estructura de pavimento.

5.8.3 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS ACTUALES

El tramo en estudio discurre a través de una topografía ondulada. El alineamiento horizontal está constituido por curvas cortas y seguidas, lo que limitará el desarrollo de velocidades mayores a los 40 km/h. En lo que respecta al alineamiento vertical se presentan pendientes fuertes en pocos sectores, sin embargo, en las curvas verticales hay una alta presencia de pendientes superiores al orden del 8%, de esta manera se ingresa a la Tabla que se presenta a continuación lo que permite clasificar a este terreno como ondulado y en ciertos sectores como montañoso.

Tabla 5. 10 Clasificación de los terrenos en función de las pendientes.

TIPO DE TERRENO	RANGOS DE PENDIENTES (%)
Llano o Plano	$G \leq 5$
Ondulado	$5 > G \leq 15$
Montañoso	$15 > G \geq 30$

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. (SIECA), 2da Edición. Cap. 4. Cuadro 4.17. Página 4-63.

5.8.4 CRITERIOS PRINCIPALES.

5.8.4.1 Vehículo de diseño.

El vehículo de diseño se elige en base al estudio de tránsito realizado, donde pudo observarse que el vehículo que circula más frecuentemente por la vía es el vehículo liviano, pero la vía no puede diseñarse solamente para vehículo liviano dado que restringiría la circulación de los vehículos pesados.

Considerando los datos del estudio de tráfico se recomienda que el vehículo de diseño sea el Vehículo Pesado de Carga de dos Ejes C2 (se adoptara el tipo SU según clasificación AASHTO), puesto que los vehículos pesados de carga representan el 11% del TPDA final, y el C2 es el que se usa con más frecuencia en la vía de este tipo de clasificación. Consideramos que no es justificable utilizar como vehículo de diseño el C3, en vista del poco volumen registrado de estos vehículos en el estudio de tráfico. A continuación se presenta una Tabla con el resumen del volumen y la composición del tráfico al final del horizonte del proyecto.

Tabla 5. 11 Volumen o Composición del tráfico al final de proyecto.

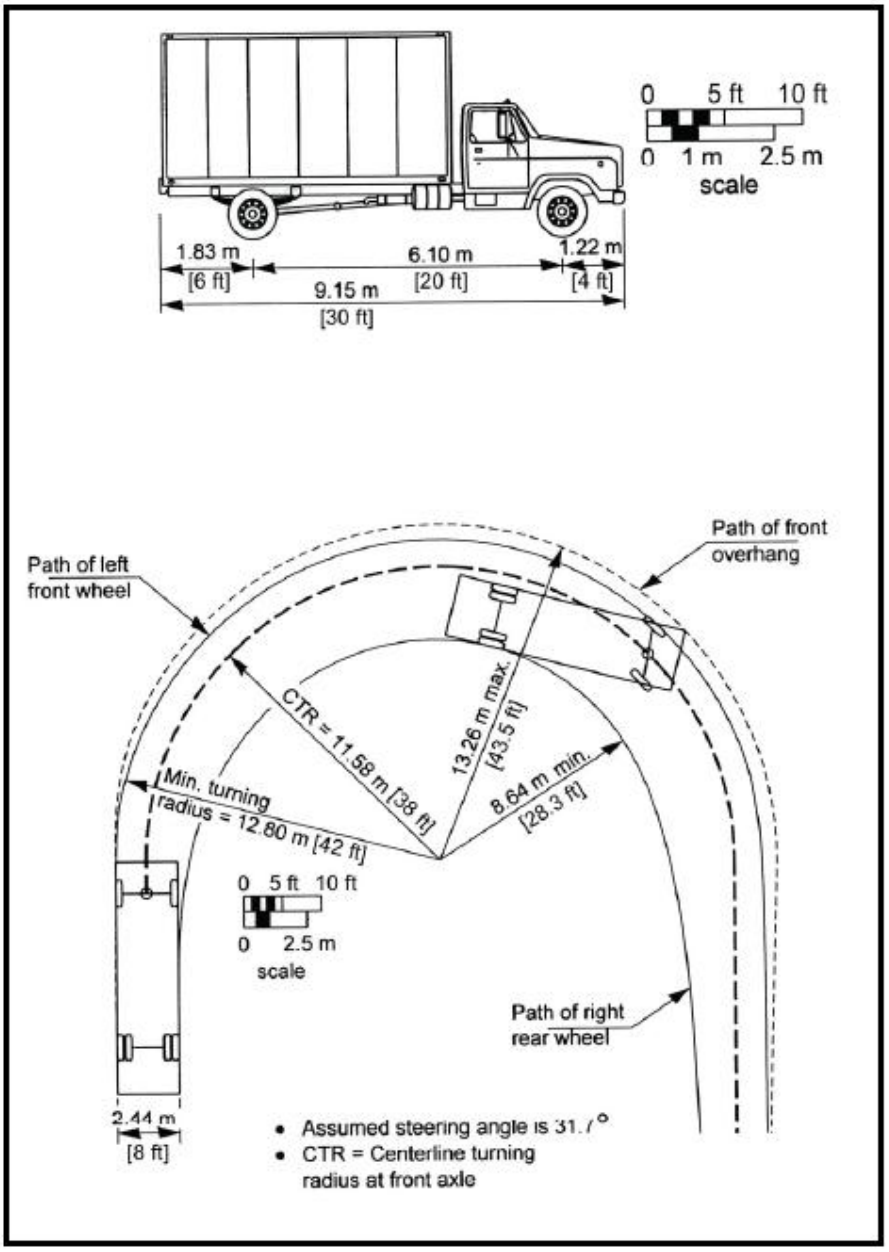
AÑO	Vehículos Livianos				Pesados de Pasajeros			Pesados de Carga				Veh. Pesados		Otros	TPDA (vpd)
	Motos	Autos	Jeep	Cta.	Mbus	Mb> 15 P	Bus	Liv C2	C2	C3	T3S2	Veh. Cons.	Veh. Agric		
2033	494	0	194	721	9	6	163	61	119	26	0	0	0	0	1,794
% TPDA	27.54	0.00	10.81	40.19	0.50	0.33	9.09	3.40	6.63	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	100

Fuente: Capitulo de Estudios de Tránsito.

Las dimensiones típicas de este vehículo de diseño (SU/C2), así como la dimensión de los radios mínimos de giro (valores expresados en metros) se muestran en las Tablas 5.1 y 5.2 presentadas en la sección 5.2.1[30] de este capítulo, los cuales servirán para calcular los sobreanchos en las curvas horizontales. A continuación se muestra un esquema de las dimensiones típicas del vehículo de diseño (SU/C2) según la clasificación de la AASHTO.

[30] Vehículos de diseño.

Figura 5. 20 Características del Vehículo de Diseño (SU/C2).



Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. AASHTO - 2004. Capítulo 2. Pág. 22.

5.8.4.2 Velocidad de Diseño.

El Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras Regionales (SIECA 2004) ha elaborado el siguiente cuadro que muestra las variaciones recomendables en las velocidades de diseño para las carreteras de la red regional teniendo a la vista solamente lo que se refiere a los rangos de volúmenes de tránsito para diseño y las condiciones topográficas del terreno.

Tabla 5. 12 Velocidad de Diseño (Km/hr).

TIPO DE TERRENO	Volumenes de Tránsito Diario o TPDA, en vpd			
	> 20,000	20,000 - 10,000	10,000 - 3,000	3,000 - 500
Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004). Capítulo 4, Cuadro 4.1, Pág. 4-3.

Dado que el tipo de terreno es Ondulado – Montañoso y el rango de tráfico es de 1,794 vpd hasta el horizonte del proyecto, es conveniente de conformidad con SIECA, adoptar una velocidad de diseño de 60 km/h para terreno Ondulado y 50 km/h para terreno montañoso. Sin embargo se han seleccionado las velocidades considerando que los principales factores que influyen en su determinación son: Características topográficas del camino, el tipo del camino, los volúmenes de tránsito y el uso de la tierra.

Por lo tanto, se propone utilizar una velocidad de diseño de 30 km/h para la circulación en el interior del casco urbano de la ciudad de Santo Domingo, y 40 km/h para terreno Ondulado como para Montañoso; esto debido a que el alineamiento presenta curvas cortas y seguidas, y utilizar velocidades por encima de los 40 km/h en terreno Ondulado traería movimientos de tierras exagerados en el diseño vertical. Adicionalmente, hay que recordar que la vía propuesta es

una colectora secundaria y no será una vía de uso internacional, como es el caso de las carreteras troncales, por lo tanto se justifica utilizar velocidades menores a las propuestas por SIECA.

5.8.4.3 Capacidad y Nivel de servicio de la Carretera.

Se calcularan las capacidades y nivel de servicio en el que estará operando la vía hasta el horizonte del proyecto. La metodología a ser utilizada es la descrita en la sección 5.2.4[31] de este capítulo, en este caso para carreteras de dos carriles, tomando como base el tránsito de la hora pico, que equivale al 15% del TPDA (*Ver sección 3.3.3* de Estudios de Tránsito) de cada período seleccionado, así como también el factor de hora pico[32] para convertir este flujo de demanda horaria a flujo equivalente.

Análisis operacional del camino, considerando una sección transversal con un ancho de carril de 3.30 m y hombros de 0.30 m, y tomando en cuenta las características del terreno para la obtención del nivel de servicio.

- Características de la vía.

Tipo de terreno	Ondulado
Ancho de carriles	3.30 m
Ancho de hombros	0.30 m
Restricción de Rebase	40%

- Características del Tráfico.

TPDA	1,794 vpd
VMH = TPDA*15%	269 vph
FHP	0.90

[31] Las Capacidades de la Carretera.
[32] Ver Tabla 3.1 (Estudios de Tránsito).

DDT	50/50
COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO.	
% de camiones	11.00
% de buses	10.00
% de veh recreativos	0.00

a) Cálculo del Volumen de Máxima Demanda.

$$VMD = \frac{VMH}{FHP} = \frac{269\ vph}{0.90} = 299\ vph$$

b) Cálculo de la relación del volumen entre la capacidad (V/C).

Para una restricción de paso de 40% en un terreno ondulado, los factores de relación V/C para cada Nivel de Servicio (NS) son los siguientes:

NS	A	B	C	D	E
RESTRICCÓN DE PASO 40%	0.07	0.19	0.35	0.52	0.92

c) Cálculo del Factor de ajuste por Distribución Direccional del Tráfico (fd).

La Distribución Direccional del tráfico de la carretera, es el resultado de las distribuciones obtenidas por el recuento vehicular en ambos sentidos en la estación de aforo localizada en el tramo, la tabla 5. 13 presenta el resultado de cómo está distribuido el tráfico en la estación de aforo de Santo Domingo.

Tabla 5. 13 Distribución Direccional del tráfico en la estación Sto. Domingo.

ESTACIÓN DE CONTEO	
DÍA	**DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL**
Viernes	54/46
Sábado	53/47
Domingo	58/42
Lunes	45/55
Martes	49/51

Fuente: Estudios de tránsito.

Debido al equilibrio direccional presentado en la tabla 5.13, se considera distribuir el 50% del tráfico para cada sentido de la vía (50/50), por lo tanto el valor de este parámetro será igual a 1.00 según la Tabla D. 2 – Factor de ajuste por distribución direccional del tránsito en Carreteras de dos carriles (*Ver Anexos D*).

d) Factor de ajuste por efecto combinado de carriles y hombros (fw).

Estos valores se muestran en la Tabla D.3 (Anexos D).

e) Cálculo de factores de ajuste por la procedencia de vehículos pesados.

$$\text{fhv} = \frac{1}{[1 + \text{PT}(\text{ET} - 1) + \text{PB}(\text{EB} - 1) + \text{PR}(\text{ER} - 1)]}$$

Tabla 5. 14 Tabla de automóviles equivalentes por camiones y autobuses para terreno ondulado según Tabla D.4 (Anexos D).

NS	AUTOS EQUIVALENTES		
	ET	EB	ER
A	4	3	0
B	5	3.4	0
C	5	3.4	0
D	5	2.9	0
E	5	2.9	0

Fuente: Elaboración Propia del Autor

ET: Procedencia de Camiones, **EB**: Procedencia de Buses, **ER**: Procedencia de vehículos Recreacionales.

Cabe señalar que La Capacidad de la carretera se calculó mediante la siguiente expresión, y el resultado se presenta en la Tabla 5. 15.

$$SF = 2800 * V/C * f_d * f_w * f_{hv}$$

Tabla 5. 15 Resultados del cálculo de Capacidad para cada nivel de servicio.

NS	SF (vpd)	C (vpd)	V/C	fd	fw	fhv
A	80	2800	0.07	1	0.63	0.6
B	197	2800	0.19	1	0.63	0.6
C	363	2800	0.35	1	0.63	0.6
D	556	2800	0.52	1	0.63	0.6
E	1218	2800	0.92	1	0.78	0.6

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Tabla 5. 16 Condiciones de Operación del Camino.

Periodo	Volumen de Demanda Máxima (vph)	Capacidad (vph)	SF (vph)	NS	Relac. (VM/SF). en %
2033	299	1218	363	C	24.55

Fuente: Elaboración propia del autor.

Según la Tabla 5.16, de hacer uso de la sección Transversal de 3.30 m de ancho de carril y hombros de 0.30 m, el camino operara en el Nivel de Servicio NS = C, la relación VM/SF, estará situada en un 24.55 % en el horizonte del proyecto. En base a la Figura D.1 (*Ver Anexos D*) podemos concluir que con esta sección se presentaran pequeñas demoras en ciertos tramos, formándose colas poco consistentes y la circulación será estable con velocidad y libertad de maniobras más reducidas.

5.8.5 COMPONENTES PRINCIPALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO.

5.8.5.1 Distancia de visibilidad de parada (D_{VP}).

En la tabla 5.4 (*Distancia de Visibilidad de Parada y de Decisión en Terreno Plano*), descrita en la sección 5.3.1.1 de este capítulo, se presentan los resultados del procedimiento a seguir para el cálculo de las componentes de la distancia de visibilidad de parada, a continuación se presentan estas distancias para cada tipo de velocidades de diseño seleccionadas:

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/hr)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA - D_{VP} (mt)
30	35
40	50

5.8.5.2 Distancia de visibilidad de rebase o adelantamiento (D_{VR}).

En la tabla 5. 6 (*Distancia de visibilidad de adelantamiento*), presentada en la sección 5.3.1.2 de este capítulo, se presentan las distancias mínimas de rebase para la velocidad de diseño seleccionada:

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/hr)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO (mt)
30	200
40	270

5.8.6 DISEÑO DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL.

Se importaron los puntos obtenidos del levantamiento topográfico para obtener el modelo digital del terreno o el alineamiento existente de la vía y así proyectar el nuevo diseño siempre y cuando tratando de conservar el eje actual de la carretera.

5.8.6.1 Tangentes entre curvas.

Estas no deben rebasar un tiempo de recorrido de 75 seg a la velocidad de operación.

- Para V = 30 km/h

La tangente máxima se calcula[33]:

$$L_{máx} = 16.70\, V_D = 16.70 * 30 = 501\, m.$$

- Para V = 40 km/h.

La tangente máxima se calcula[34]:

$$L_{máx} = 16.70\, V_D = 16.70 * 40 = 668\, m.$$

5.8.6.2 Peralte máximo.

Debido a que la carretera presenta una topografía entre ondulada y montañosa, y de conformidad a la SIECA (Tabla D. 5 *Ver Anexos D*), se estableció un peralte máximo del 8% porque se considera que está pendiente no presenta ningún inconveniente relacionado con la construcción, operación y mantenimiento del camino, además que esta es una pendiente conveniente que debe tener la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de los vehículos que circularán en las curvas horizontales, por otra parte se estableció un peralte máximo de 4% para la zona urbana de la ciudad de Santo Domingo.

[33] Ver sección 5.4.1 de este capítulo.
[34] Ver sección 5.4.1 de este capítulo.

En los cálculos se tomarán en cuenta las velocidades de 30 y 40 km/hora, los radios de las curvas y el coeficiente de fricción lateral, de tal forma que se evite el deslizamiento de los vehículos que circulen.

Los valores de la distribución de "e" y "f" fueron calculados utilizando el método 5 descrito en la sección 5.4.2.1.[35] Utilizando la secuencia de las ecuaciones 3 – 11 a 3 – 24 que se muestran de la página 160 a la página 162 de "*A Policy on Geometric Desing of Highways and Streets"* ASSTHO 2004, (*Ver tabla D. 9 de Anexos D*), Presentándose los resultados para cada velocidad de diseño en las siguientes tablas:

Tabla 5. 17 Distribución final de "e" y "f" sobre el rango de las curvas, para velocidad de 30 km/h.

Datos de Curva		Distribución de "e" y "f"		
Radio, m	**Grado, Dc**	**$(e + f)_d$**	**f**	**e**
400	2.86	0.018	0.003	CN
250	4.58	0.028	0.009	CN
200	5.73	0.035	0.014	CN
190	6.03	0.037	0.015	CN
160	7.16	0.044	0.021	CN
150	7.64	0.047	0.024	CN
130	8.81	0.054	0.030	CN
120	9.55	0.059	0.034	CN
100	11.46	0.071	0.045	CN
95	12.06	0.075	0.048	CN
80	14.32	0.088	0.060	CN
75	15.28	0.094	0.066	3%
60	19.10	0.118	0.087	3.1%
55	20.83	0.129	0.097	3.2%
45	25.46	0.157	0.123	3.4%
43	26.65	0.165	0.130	3.5%
41	27.95	0.173	0.138	3.5%
38	30.16	0.186	0.150	3.6%
35	32.74	0.202	0.165	3.7%
25	45.84	0.283	0.243	4.0%

CN: Corona Normal

Fuente: Elaboración propia del Autor

[35] Diseño del Peralte.

Tabla 5. 18 Distribución final de “e” y “f” sobre el rango de las curvas, para velocidad de 40 km/h.

Datos de Curva		Distribución de "e" y "f"		
Radio, m	**Grado, Dc**	**$(e + f)_d$**	**f**	**e**
400	2.86	0.031	0.005	2.7%
250	4.58	0.050	0.012	3.9%
200	5.73	0.063	0.018	4.5%
190	6.03	0.066	0.020	4.6%
160	7.16	0.079	0.029	5.0%
150	7.64	0.084	0.033	5.1%
130	8.81	0.097	0.042	5.4%
120	9.55	0.105	0.049	5.6%
100	11.46	0.126	0.065	6.1%
95	12.06	0.132	0.070	6.2%
80	14.32	0.157	0.090	6.7%
75	15.28	0.168	0.0992	6.9%
60	19.10	0.210	0.135	7.4%
55	20.83	0.229	0.153	7.6%
50	22.92	0.252	0.174	7.8%
47	24.38	0.268	0.189	7.9%
45	25.46	0.280	0.200	7.9%
43	26.65	0.293	0.213	8.0%
41	27.95	0.307	0.227	8.0%

CN: Corona Normal

Fuente: Elaboración propia del Autor.

5.8.6.3 Radio Mínimo.

El radio mínimo se usa como parámetro de control para el diseño de curvas horizontales, su valor, según la velocidad de diseño y sobreelevación máxima del 4% para 30km/h y 8 % para 40 km/h, se muestra en la siguiente tabla:

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/hr)	RADIO MÍNIMO (mt)
30	22
40	41

Fuente: Datos tomados de la Tabla D. 6 – Anexo D.

5.8.6.4 Grado Máximo de curva.

La Tabla D. 6 presentada en Anexos D, muestra los grados máximos que se deben utilizar para la velocidad de diseño seleccionada y para un peralte máximo de 4% y de 8%:

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/hr)	GRADO MÁXIMO DE CURVATURA (Degree)
30	52°05'
40	27°57'

Fuente: Datos tomados de la Tabla D. 6 – Anexo D.

5.8.6.5 Curvas Circulares de Transición y Longitud de Transición.

Las curvas de transición además de mejorar la apariencia, mejora la circulación entre la recta y la curva que se aproxima, realizar este cambio utilizamos la curva en espiral del tipo Clotoide porque permite una marcha uniforme y cómoda para el usuario[36].

Para que el vehículo efectúe el cambio de dirección en forma gradual y segura, se tomarán en cuenta los siguientes parámetros de diseño presentados por la AASHTO 2004.

- Para velocidades de diseño de 30 km/h, se utilizarán curvas de transición en curvas que presenten radios menores a 54 mts (Ver tabla 5.7, en la sección 5.4.3 Curvas Circulares de Transición).

- Para velocidades de diseño de 40 km/h, se utilizarán curvas de transición en curvas que presenten radios menores a 95 mts (Ver tabla 5.7, en la sección 5.4.3 Curvas Circulares de Transición).

[36] Sección 5.4.3 – Curvas Circulares de Transición.

El cálculo de la longitud mínima de transición se realiza mediante la expresión expuesta en la sección 5.4.4 (Diseño del peralte):

$$Lt = m * a * e_{req}$$

Sin embargo, es necesario realizar un análisis comparativo entre estos resultados y los valores presentados por la AASHTO 2004 (Pág. 180) (Ver tabla D. 8 de Anexos D), la cual presenta las longitudes mínimas de transición requeridas en función del peralte de diseño de la curva, y de esta manera optar a la longitud más recomendable para realizar una transición segura de la sobreelevación.

5.8.6.6 Cálculo de los Sobreanchos en las curvas Horizontales.

El cálculo del ancho adicional requerido en las curvas se realizará siguiendo el procedimiento descrito por la AASHTO el cual se describe en la Sección 5.4.5[37] de este capítulo, tomando como base las dimensiones del vehículo de diseño, que en este caso es el vehículo pesado de carga de dos ejes (SU/C2, ver Figura 5.20).

Los resultados de los cálculos de los sobreanchos en las curvas horizontales en función del radio de diseño se presentan en las siguientes tablas:

[37] Sobreancho en Curvas Horizontales.

Tabla 5. 19 Sobreanchos en curvas con velocidad de 30 km/h.

Radio (m)	U (m)	Fa (m)	Vel = 30.00 Km/hr		
			Z (m)	Wc (m)	w (m)
400	2.647	0.020	0.150	7	0.1
250	2.674	0.032	0.190	6.8	0.2
200	2.693	0.040	0.212	6.8	0.2
190	2.698	0.042	0.218	6.9	0.3
160	2.716	0.050	0.237	6.9	0.3
150	2.724	0.054	0.245	6.9	0.3
130	2.743	0.062	0.263	7.0	0.4
120	2.755	0.067	0.274	7.1	0.5
100	2.786	0.080	0.300	7.2	0.6
95	2.796	0.085	0.308	7.2	0.6
80	2.833	0.100	0.335	7.3	0.7
60	2.911	0.134	0.387	7.5	0.9
55	2.939	0.146	0.405	7.6	1.0
50	2.973	0.161	0.424	7.7	1.1
47	2.998	0.171	0.438	7.8	1.2
45	3.015	0.178	0.447	7.9	1.3
43	3.035	0.187	0.457	7.9	1.3
41	3.056	0.196	0.469	8.0	1.4
38	3.093	0.211	0.487	8.1	1.5
35	3.136	0.229	0.507	8.2	1.6
25	3.356	0.320	0.600	8.8	2.2

Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla 5. 20 Sobreanchos en curvas con velocidad de 40 km/h.

Radio (m)	U (m)	Fa (m)	Vel = 40.00 Km/hr		
			Z (m)	Wc (m)	w (m)
400	2.647	0.020	0.200	7	0.1
250	2.674	0.032	0.253	6.8	0.2
200	2.693	0.040	0.283	6.9	0.3
190	2.698	0.042	0.290	6.9	0.3
160	2.716	0.050	0.316	7.0	0.4
150	2.724	0.054	0.327	7.0	0.4
130	2.743	0.062	0.351	7.1	0.5
120	2.755	0.067	0.365	7.1	0.5
100	2.786	0.080	0.400	7.3	0.7
95	2.796	0.085	0.410	7.3	0.7
80	2.833	0.100	0.447	7.4	0.8
60	2.911	0.134	0.516	7.7	1.1
55	2.939	0.146	0.539	7.8	1.2
50	2.973	0.161	0.566	7.9	1.3
47	2.998	0.171	0.583	7.9	1.3
45	3.015	0.178	0.596	8.0	1.4
43	3.035	0.187	0.610	8.1	1.5
41	3.056	0.196	0.625	8.1	1.5

Fuente: Elaboración propia del autor.

U: Ancho de la huella del vehículo de diseño (exterior a exterior de llantas), m.
Fa: Ancho de saliente frontal en carril interior, m.
Z: Ancho extra recomendable, m.
Wc: Ancho de calzada en curvas, m.
W: Valor del sobreancho.

Los parámetros utilizados para el cálculo del sobreancho se explican en la sección 5.4.5 (Sobreanchos en curvas Horizontales).

5.8.6.7 Ejemplo de Diseño de una Curva Circular.

Curva # 26

Tipo de vía	=	Colectora Secundaria
Tipo de terreno	=	Montañoso.
Velocidad de Diseño	=	40.00 Km
Ancho de carril	=	3.30 mt.
Ancho de Hombro	=	0.30 mt.
Bombeo	=	3.0 %
Sobre elevación máx.	=	8.0 %
Vehículo de diseño	=	SU (C2)
PI	=	2+280.19
Δ_D	=	62°31'50"

- Cálculo del Radio mínimo.

$$R_{min.} = \frac{V^2}{127.14 * (e_{max} + f)} = \frac{(40\ km/h)^2}{127.14 * (0.08 + 0.23)} = 40.6 = 41\ mts$$

Debido a la topografía del terreno, se selecciona un radio de 100 mts > R_{min} (Cumple)

- Cálculo del Grado Máximo.

$$G_{max} = \frac{145692.26\ (f + e)}{V^{\ 2}} = \frac{145692.26\ (0.23 + 0.08)}{(40\ \mathrm{km/h})^2} = 28°13'40"$$

- Cálculo del Grado de Diseño.

$$G_{curva} = \frac{1145.92}{R_{curva}} = \frac{1145.92}{100} = 11°27'33"$$

- Cálculo de la Sobreelevación de la Curva.

Se realiza siguiendo el procedimiento del método 5 propuesto por la AASHTO, dando como resultado un peralte de diseño de 6.10 % según la tabla 5. 18 de este capítulo.

Nota: No requiere espirales, debido a que el radio de diseño es de 100.00 mts (ver Tabla 5. 7 de la sección 5.4.3.3 de este capítulo)

- Cálculo de los Elementos de la curva.

  - Tangente.

$$T = R\ tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 100\ tan\left(\frac{62°31'50"}{2}\right) = 60.72\ mt$$

  - Desarrollo

$$D = \frac{20\ \Delta}{G} = \frac{20 * 62°31'50"}{11°27'33"} = 109.14\ mt$$

  - Externa

$$E = R\left(sec\frac{\Delta}{2} - 1\right) = 100\left(sec\frac{62°31'50"}{2} - 1\right) = 17\ mt$$

- Cálculo de los Estacionamiento de la curva.

$$\boldsymbol{PI} = \quad 2 + 280.19$$
$$\boldsymbol{PC} = \boldsymbol{PI} - \boldsymbol{T} = 2 + 280.19 - 60.72 = \quad 2 + 219.47$$
$$\boldsymbol{PT} = \boldsymbol{PC} + \boldsymbol{D} = 2 + 219.47 + 109.14 = \quad 2 + 328.61$$

- Sobreancho de la curva.

Según la Tabla 5. 21 - Sobreanchos en curvas con velocidad de 40 km/h, para radio de 100 m se necesita un ancho adicional en la curva de 0.70 m > 0.60 m.

- Diseño de la transición del Peralte.

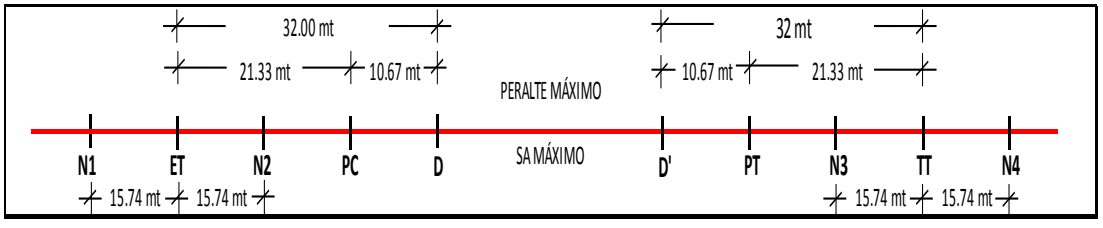
  - Cálculo de la longitud de transición del peralte (LTP)

$$LT_{min} = m * a * e \ (para\ dos\ carriles)$$
$$m = 1.5625 * V + 75 = 1.5625 * 40 + 75 = 137.5$$
$$LT_{min} = 137.5 * 3.30 * 0.061 = 27.67\ m$$
$$LT_{Diseno} = 32\ m \text{ Tabla D. 8 (}\textit{Ver Anexos D}\text{)}$$

  - Cálculo de la longitud de transición del bombeo.

$$N = \frac{L_t * b}{e} = \frac{32 * 0.03}{0.061} = 15.74 \text{ m.}$$

  - Cálculo del estacionado de la transición (Ver sección 5.4.4.1).



N1 = 2 + 182.40	D' = 2 + 317.94
ET = 2 + 198.14	N3 = 2 + 334.20
N2 = 2 + 213.88	TT = 2 + 349.94
D = 2 + 230.14	N4 = 2 + 365.68

En la siguiente Tabla se muestra el resultado de la transición del peralte y sobreancho de la curva en estudio.

Tabla 5. 21 Transición de peralte y sobreancho (Deflexión derecha).

CURVA # 26					
Punto	**Estación**	**LTP = 36 m**		**Sa (m)**	**Distancia (m)**
		BE	**BI**		
N1	2+182,40	-3,00	-3,00		15,74
	2+190,00	-1,55	-3,00		8,14
ET	2+198,14	0,00	-3,00	0,00	0,00
	2+200,00	0,35	-3,00	0,04	1,86
	2+210,00	2,26	-3,00	0,26	11,86
N2	2+213,88	3,00	-3,00	0,34	15,74
PC	2+219,47	4,07	-4,07	0,47	21,33
	2+220,00	4,17	-4,17	0,48	21,86
D	**2+230,14**	**6,10**	**-6,10**	**0,70**	32,00
	ZONA DE PERALTE MAXIMO Y SOBREANCHO MAXIMO				
D'	**2+317,94**	**6,10**	**-6,10**	**0,70**	32,00
	2+320,00	5,71	-5,71	0,65	29,94
PT	2+328,61	4,07	-4,07	0,47	21,33
	2+330,00	3,80	-3,80	0,44	19,94
N3	2+334,20	3,00	-3,00	0,34	15,74
	2+340,00	1,90	-3,00	0,22	9,94
TT	2+349,94	0,00	-3,00	0,00	0,00
	2+350,00	-0,01	-3,00		0,06
	2+360,00	-1,92	-1,92		10,06
N4	2+365,68	-3,00	-3,00		15,74

Fuente: Elaboración propia del autor.

Transición del peralte: $ei = \frac{e_d}{LT} * di$

$$e\ (2 + 220.00) = \frac{6.10\ \%}{32} * (21.86\ mt) = 4.17\ \%$$

Transición del sobreancho: $Sa_i = \frac{Sa_{max}}{LT} * di$

$$Sa\ (2 + 210.00) = \frac{0.70}{32} * (11.86\ mt) = 0.26\ m$$

5.8.6.8 Ejemplo de Diseño de una Curva Circular con Espiral.

Curva # 25

Tipo de vía	=	Colectora Secundaria
Tipo de terreno	=	montañoso.
Velocidad de Diseño	=	40.00 Km
Ancho de carril	=	3.30 mt.
Ancho de Hombro	=	0.30 mt.
Bombeo	=	3.0 %
Sobre elevación máx.	=	8.0 %
Vehículo de diseño	=	SU (C2)
PI	=	2 + 188.94
Δ_I	=	137°27'50"

- Cálculo del Radio mínimo.

$$R_{min.} = \frac{V^2}{127.14 * (e_{max} + f)} = \frac{(40\ \ km/h)^2}{127.14 * (0.08 + 0.23)} = 40.59 = 41\ mts$$

Se selecciona un radio de 50 mts = R_{min} (Cumple con el radio mínimo de diseño)

- Cálculo del Grado Máximo.

$$G_{max} = \frac{145692.26\ (f + e)}{V^{\ 2}} = \frac{145692.26\ (0.23 + 0.08)}{(40\ \text{km/h})^{\ 2}} = 28°13'40"$$

- Cálculo del Grado de Diseño.

$$\mathrm{G_{curva}} = \frac{1145.92}{\mathrm{R_{curva}}} = \frac{1145.92}{41} = 22°55'06" < G_{máx.}\ (cumple)$$

- Cálculo de Sobreelevación de la Curva.

Se realiza siguiendo el procedimiento del método 5 propuesto por la AASHTO, dando como resultado un peralte de 7.80 % para radio de diseño de 41 m, según la tabla 5. 18 de este capítulo.

Nota: Según la sección 5.4.3.3 en esta curva se necesita una curva de transición para obtener un cambio gradual entre tangente y curva, puesto que el radio es menor al máximo (R_{max}=95 m) para velocidad de 40 km/h, y el peralte requerido para la curva es mayor al 3%.

- Cálculo de la longitud de la Espiral.

$$Le_{min} = m * a * e_{req} = 137.5 * 3.3 * 0.078 = 35.40\ mt$$

La longitud de diseño se selecciona de la página 180 del Manual AASHTO 2004:

$$Le = 45\ mt$$

- Cálculo de los Elementos de la Curva.

  - Tangente.

$$T = R\ tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) + Ptan\left(\frac{\Delta}{2}\right) + K$$

$$P = \frac{{L_e}^2}{24\,R}\left(1 - \frac{Le^2}{112R^2} + \frac{Le^4}{21120R^4}\right) = 1.675\,mt$$

$$K = \frac{Le}{2}\left(1 - \frac{Le^2}{120R^2} + \frac{Le^4}{17280R^4}\right) = 22.347\,mt$$

$$\Rightarrow T = 50\,tan\left(\frac{137°27'50"}{2}\right) + (1.675)tan\left(\frac{137°27'50"}{2}\right) + 22.347 = 155.11\,mt$$

- Desarrollo

$$D = 2Le + Lc$$

Donde:

$L_c =$ Longitud de la Curva Circular $= \frac{20\theta c}{G}$

$\Delta_c =$ Ángulo de las tangentes de la curva circular $= \Delta - 2\theta e$

$\theta_e =$ Ángulo de la espiral $= \frac{Le*G}{40} = \frac{45*(22°55'06")}{40} = 25°46'59"$

Por lo tanto:

$$\Delta_c = 137°27'50" - 2(25°46'59") = 85°53'52"$$

$$Lc = \frac{20 * (85°53'52")}{22°55'06"} = 74.96\,mt$$

$$\Rightarrow D = 2 * (45m) + 74.96\,mts = 164.96\,mt$$

- Externa

$$E = E_c + E_p$$

$$E_c = R\left(sec\frac{\Delta}{2} - 1\right) = 50\left(sec\frac{137°27'50"}{2} - 1\right) = 87.84\,mt$$

$$E_p = P * sec\frac{\Delta}{2} = 1.675 * sec\frac{137°27'50"}{2} = 4.62mt$$

$$E = 87.84 + 4.62 = 92.46\ mt$$

- Tangente Corta

$$TC = \frac{Y}{sen\ \theta_e} = \frac{6.65}{sen\ (25°46'50")} = 15.28\ mt$$

$Y =$ Ordenada a la tangente del SC o CS.

$$Y = \frac{K^3}{6RL_e}\left(1 - \frac{K^4}{56R^2{L_e}^2} + \frac{K^8}{7040R^4{L_e}^4}\right) = 6.65\ mt.$$

$$K = SC - TS = L_e$$

- Tangente larga.

$$TL = X - TC * cos\theta_e$$

$X =$ Distancia sobre la tangente del SC o CS referida al TS o ST

$$X = K\left(1 - \frac{K^4}{40R^2{L_e}^2} + \frac{K^8}{3456R^4{L_e}^4}\right) = 44.10\ mt$$

$$TL = 43.63 - 15.43 * \cos(31°26'35") = 30.34\ mt$$

- Parámetro de la curva espiral (A).

$$A = \sqrt{R * L_e} = \sqrt{50 * 45} = 47.43\ mt$$

- Cálculo de los Estacionamientos.

$$\boldsymbol{PI} = \quad 2 + 188.94$$

$$\boldsymbol{TS} = \boldsymbol{PI} - \boldsymbol{T} = 2 + 188.94 - 155.11 = \quad 2 + 033.83$$

$$\boldsymbol{SC} = \boldsymbol{TS} + \boldsymbol{LS} = 2 + 033.83 + 45 = \quad 2 + 078.83$$

$$\boldsymbol{PM} = \boldsymbol{TS} + \frac{\boldsymbol{D}}{\boldsymbol{2}} = 2 + 033.83 + 82.48 = \quad 2 + 116.31$$

$$\boldsymbol{CS} = \boldsymbol{SC} + \boldsymbol{Lc} = 2 + 078.83 + 74.96 = \quad 2 + 153.79$$

$$\boldsymbol{ST} = \boldsymbol{CS} + \boldsymbol{Le} = 2 + 153.79 + 45 = \quad 2 + 198.79$$

- Sobreancho de la curva.

Según la Tabla 5. 21 - Sobreanchos en curvas con velocidad de 40 km/h, para radio de 41 m se necesita un ancho adicional en la curva de 1.30 m > 0.60 m.

- Diseño del Peralte.

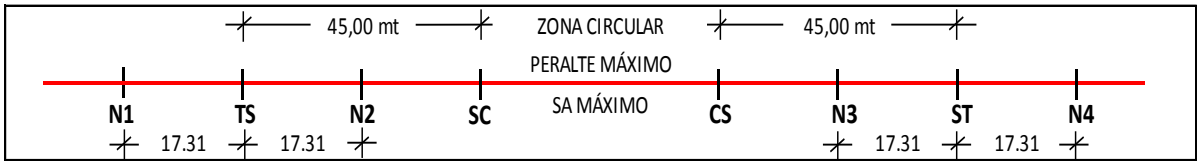
  - Cálculo de la longitud de transición del peralte (LTP)

$$LT_{Diseno} = L_e = 45 \ mt$$

  - Cálculo de la longitud de transición del bombeo.

$$N = \frac{L_t * b}{e} = \frac{45 * 0.03}{0.078} = 17.31 \ mt$$

  - Cálculo del estacionado de la transición (Ver sección 5.4.4.1).



N1 = 2 + 016.52 N3 = 2 + 181.48

N2 = 2 + 033.83 N4 = 2 + 216.10

En la siguiente Tabla se muestra el resultado de la transición del peralte y sobreancho de la curva en estudio.

Tabla 5. 22 Transición de peralte y sobreancho (Deflexión Izquierda).

CURVA #					
Punto	Estación	LTP		Sa (m)	Distancia
		BE	BI		
N1	2+016,52	**-3,00**	**-3,00**		17,31
	2+020,00	-2,40	-3,00		13,83
	2+025,00	-1,53	-3,00		8,83
	2+030,00	-0,66	-3,00		3,83
TS	2+033,83	**0,00**	-3,00	**0,00**	0,00
	2+035,00	0,20	-3,00	0,03	1,17
	2+040,00	1,07	-3,00	0,18	6,17
	2+045,00	1,94	-3,00	0,32	11,17
	2+050,00	2,80	-3,00	0,47	16,17
N2	2+051,14	**3,00**	**-3,00**	**0,50**	17,31
	2+055,00	3,67	-3,67	0,61	21,17
	2+060,00	4,54	-4,54	0,76	26,17
	2+065,00	5,40	-5,40	0,90	31,17
	2+070,00	6,27	-6,27	1,04	36,17
SC	2+078,83	**7,80**	**-7,80**	**1,30**	45,00
	ZONA DE PERALTE MAXIMO Y SOBREANCHO MAXIMO				
CS	2+153,79	**7,80**	**-7,80**	**1,30**	45,00
	2+155,00	7,59	-7,59	1,27	43,79
	2+160,00	6,72	-6,72	1,12	38,79
	2+165,00	5,86	-5,86	0,98	33,79
	2+170,00	4,99	-4,99	0,83	28,79
	2+175,00	4,12	-4,12	0,69	23,79
	2+180,00	3,26	-3,26	0,54	18,79
N3	2+181,48	**3,00**	**-3,00**	**0,50**	17,31
	2+185,00	2,39	-3,00	0,40	13,79
	2+190,00	1,52	-3,00	0,25	8,79
	2+195,00	0,66	-3,00	0,11	3,79
ST	2+198,79	**0,00**	**-3,00**	0,00	0,00
	2+200,00	-0,21	-3,00		1,21
	2+205,00	-1,08	-3,00		6,21
	2+210,00	-1,94	-3,00		11,21
	2+215,00	-2,81	-3,00		16,21
N4	2+216,10	**-3,00**	**-3,00**		17,31

Fuente: Elaboración propia del autor.

5.8.7 DISEÑO DEL ALINEAMIENTO VERTICAL.

Una vez determinadas las pendientes máximas y mínimas, se procede a calcular la diferencia algebraica de pendientes A, para determinar si la curva es cóncava o convexa, según su resultado.

Si el resultado de la curva es en Cresta se procede a realizar el cálculo de la longitud de la curva, siguiendo el procedimiento de la sección 5.5.1.3 partiendo del valor de la Velocidad de diseño para la selección del control de Diseño para Curva Vertical en Cresta para Distancia de Visibilidad de Parada mostrados en la tabla 5.8. Si el resultado de la curva es en Columpio o Concava se procede a realizar el cálculo de la longitud de la curva, siguiendo el procedimiento de la sección 5.5.1.4 partiendo del valor de la Velocidad de diseño para la selección del control de diseño para Curvas Verticales Cóncavas mostrados en la tabla 5.9.

Una vez desarrollada la curva y haber verificado que la longitud de diseño cumple con los criterios de seguridad, se calcularon las elevaciones de los puntos que definen la curva y que servirán para su construcción y el punto más bajo o más alto según el caso de la curva.

5.8.7.1 Ejemplo de Diseño de una Curva en Cresta.

Tipo de vía	=	Colectora Secundaria
Tipo de terreno	=	Montañoso.
Velocidad de Diseño	=	40.00 Km/hrs.
Est. PIV	=	2 + 832.55
Elev. PIV	=	657.28 mt
P_1	=	14.66 %
P_2	=	-13.12 %

- Diferencia Algebraica “A”.

$$A = Pendiente\ de\ Salida - Pendiente\ de\ entrada$$
$$A = P_2 - P_1 = -13.12 - 14.66 = -27.78$$

La diferencia algebraica entre las pendientes demuestra que la curva es en Cresta, ya que $A < 0$.

- Cálculo de la longitud mínima de la curva vertical basada en el criterio de la distancia de visibilidad (D_{VP}).

Altura del ojo = 1 080 mm
Altura del objeto = 600 mm
Para una velocidad de diseño de 40 Km/hrs. La distancia de visibilidad es de 50.00 mts y un valor de K igual a 4.

- Condición #1: Cuando D_{VP} es mayor que L.

$$L = 2D_{vp} - \frac{658}{A} = (2 * 50\ mt) - \frac{658}{27.78} = 76.31\ mt$$

Como $D_{vp} < L$, no cumple la condición.

- Condición #2: Cuando D_{VP} es menor que L.

$$L = \frac{AS^2}{658} = \frac{27.78 * (50\ mt)^2}{658} = 105.55\ mt$$

Como $D_{vp} < L$, se cumple la condición.

- Verificación: $L_{mín.} = K * A$

$$L_{mín.} = 4 * 27.78 = 111.12\ mt$$

Seleccionamos una longitud de diseño para la curva vertical de 167.80 mt., valor por encima de la longitud mínima.

Según SIECA 2004, las longitudes mínimas de curvas verticales en cresta que se basan en el criterio de distancia de visibilidad de parada, satisfacen los criterios de seguridad, confort y apariencia, por lo tanto no se citan los demás criterios.

- Cálculo de los estacionados y elevaciones de los puntos notables de la curva.

  - Elevaciones:

$$Elev_{PCV} = Elev_{PIV} - \left(\frac{L}{2} * P_1\right)$$

$$Elev_{PCV} = 657.28\ \text{mt} - (83.90 * 0.1466) = 644.98\ mt$$

$$Elev_{PTV} = Elev_{PIV} - \left(\frac{L}{2} * P_2\right)$$

$$Elev_{PTV} = 657.28\ \text{mt} - (83.90 * 0.1312) = 646.27\ mt$$

  - Estacionados:

$$Est_{PCV} = Est_{PIV} - \frac{L}{2}$$

$$Est_{PCV} = 2832.55\ \text{mt} - 83.90 = 2 + 748.65$$

$$Est_{PTV} = Est_{PIV} + \frac{L}{2}$$

$$Est_{PTV} = 2832.55\ \text{mt} + 83.90 = 2 + 916.44$$

- Cálculo para replanteo.

  - Grado de cambio de pendiente:

$$k = \frac{|P_2 - P_1|}{2 * L_{DIS}} = \frac{|-0.2957|}{2 * 160\ mt} = 0.00082782$$

  - Elevación sobre la tangente y sobre la curva.

Para la estación 2+800.00.

$$X = 2\,800.00 - 2\,748.71 = 51.29\ mt$$

$$Y = 0.00082782 * 51.29^2 = 2.1794$$

$$Elev.^{S}/_{T} = 644.70 + (0.1466 * 51.29) = 652.22\ mt$$

$$Elev.^{S}/_{C} = 652.22 - 2.18 = 650.33\ mt$$

  - Tabla de replanteo.

	ESTACIONADO	X (m)	Y = k*X^2	Elev. S/T	Elev. S/C
PVC	**2 + 748.71**	0.00	0.0000	644.99 mt	644.99 mt
	2 + 760.00	11.29	0.1057	646.64 mt	646.54 mt
	2 + 780.00	31.29	0.8112	649.58 mt	648.76 mt
	2 + 800.00	51.29	2.1794	652.51 mt	650.33 mt
	2 + 820.00	71.29	4.2103	655.44 mt	651.23 mt
PIV	**2 + 832.55**	83.84	5.8230	657.28 mt	651.46 mt
	2 + 840.00	76.40	4.8342	656.30 mt	651.47 mt
	2 + 860.00	56.40	2.6344	653.68 mt	651.04 mt
	2 + 880.00	36.40	1.0972	651.05 mt	649.96 mt
	2 + 900.00	16.40	0.2226	648.43 mt	648.21 mt
PTV	**2 + 916.40**	0.00	0.0000	646.28 mt	646.28 mt

5.8.7.2 Ejemplo de Diseño de una Curva en Columpio.

Tipo de vía	=	Colectora Secundaria
Tipo de terreno	=	Montañoso.
Velocidad de Diseño	=	40.00 Km/hrs.
Est. PIV	=	3 + 783.22
Elev. PIV	=	511.36 mt
P_1	=	-18.94 %
P_2	=	4.87 %

- Diferencia Algebraica “A”.

$$A = Pendiente\ de\ Salida - Pendiente\ de\ entrada$$

$$A = P_2 - P_1 = 4.87 - (-18.94) = 23.81$$

La diferencia algebraica entre las pendientes demuestra que la curva es en Columpio, ya que $A > 0$.

- Cálculo de la longitud mínima de la curva vertical basada en el criterio de la distancia de visibilidad (D_{VP}).

Para una velocidad de diseño de 40 Km/hrs. La distancia de visibilidad de parada es de 50.00 mts y un valor de K igual a 9.

Criterio de seguridad:

- Condición # 1: Cuando D_{VP} es mayor que L.

$$L = 2D_{VP} - \left(\frac{120 + 3.5 * D_{VP}}{A}\right)$$

$$L = (2 * 50\ mt) - \left(\frac{120 + 3.5 * 50\ mt}{23.81}\right) = 87.61\ mt$$

Como $D_{vp} < L$, no cumple la condición.

- Condición # 2: Cuando D_{VP} es menor que L.

$$L = \frac{A * D_{VP}^2}{120 + 3.5 * D_{VP}}$$

$$L = \frac{23.81 * (50\ mts)^2}{120 + (3.5 * 50\ mts)} = 201.78\ mt$$

Como $D_{vp} < L$, se cumple la condición.

Criterio de comodidad.

$$L = \frac{A * V^2}{395}$$

$$L = \frac{23.81 * 40^2}{395} = 96.45\ mt$$

Aunque existe un criterio de drenaje para este tipo de curva, se omitirá su cálculo, ya que la SIECA 2011, plantea que esté criterio es considerable cuando tenemos velocidades de diseño mayor o igual a los 100 Km/hrs.

- Verificación: $L_{mín.} = K * A$

$$L_{mín.} = 9 * 23.81 = 214.29\ mt$$

Seleccionamos una longitud de diseño para la curva vertical de 215 mt., valor por encima de la longitud mínima.

- Cálculo de los estacionados y elevaciones de los puntos notables de la curva.

- Elevaciones:

$$Elev_{PCV} = Elev_{PIV} + \left(\frac{L}{2} * P_1\right)$$

$$Elev_{PCV} = 511.36 \text{ mt} - (107.5 * 0.1894) = 531.72\ mt$$

$$Elev_{PTV} = Elev_{PIV} + \left(\frac{L}{2} * P_2\right)$$

$$Elev_{PTV} = 511.36 \text{ mt} - (107.50 * 0.0487) = 516.59\ mt$$

- Estacionados:

$$Est_{PCV} = Est_{PIV} - \frac{L}{2}$$

$$Est_{PCV} = 3\ 783.22 \text{ mt} - 107.50 = 3 + 675.72$$

$$Est_{PTV} = Est_{PIV} + \frac{L}{2}$$

$$Est_{PCV} = 3\ 783.22 \text{ mt} + 107.50 = 3 + 890.72$$

- Cálculo para replanteo.

- Grado de cambio de pendiente:

$$k = \frac{|P_2 - P_1|}{2 * L_{DIS}} = \frac{|0.2381|}{2 * 215\ mt} = 0.000554$$

- Elevación sobre la tangente y sobre la curva.

Para la estación 3+840.00.

$$X = 3\ 890.72 - 3\ 840.00 = 50.72\ mt$$

$$Y = 0.000520952 * 50.72^2 = 1.42 \text{ mt}$$

$$Elev.^{S}/_{T} = 516.59 - (0.0487 * 50.72\ mt) = 514.12\ mt$$

$$Elev.^{S}/_{C} = 514.12 - 1.42 = 512.7\ mt$$

- Tabla de replanteo.

	ESTACIONADO	X (m)	$Y = k*X^2$	Elev. S/T	Elev. S/C
PVC	**3 + 675.72**	0.00	0.0000	531.72 mt	531.72 mt
	3 + 680.00	4.28	0.0101	530.91 mt	530.90 mt
	3 + 700.00	24.28	0.3264	527.12 mt	526.80 mt
	3 + 720.00	44.28	1.0857	523.33 mt	522.25 mt
	3 + 740.00	64.28	2.2879	519.55 mt	517.26 mt
	3 + 760.00	84.28	3.9331	515.76 mt	511.82 mt
	3 + 780.00	104.28	6.0213	511.97 mt	505.95 mt
PIV	**3 + 783.22**	107.50	6.3989	511.36 mt	504.96 mt
	3 + 800.00	90.72	4.5572	512.18 mt	507.62 mt
	3 + 820.00	70.72	2.7693	513.15 mt	510.38 mt
	3 + 840.00	50.72	1.4245	514.13 mt	512.70 mt
	3 + 860.00	30.72	0.5226	515.10 mt	514.58 mt
	3 + 880.00	10.72	0.0636	516.07 mt	516.01 mt
PTV	**3 + 890.72**	0.00	0.0000	516.60 mt	516.60 mt

Siguiendo el mismo procedimiento se calculó el resto de las curvas verticales existentes en tramo de diseño.

5.8.8 DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VÍA.

5.8.8.1 Derecho de vía.

Se recomienda para colectoras secundaria se considera suficiente disponer de un derecho de vía de 20 mts y ampliarlo hasta 30 mts, debido a que esta vía posee un trazado existente, se acomodara el trazado al derecho de vía que esté presente el cual varía entre los 20 y 25 mts.

5.8.8.2 Los carriles de Circulación.

La vía estará compuesta por dos carriles, según lo determinado en la Tabla D.7 (*Ver Anexos D*), en función del TPDA y la clasificación funcional de la vía en este caso Colectora Rural.

Como criterio de diseño y por los resultados obtenidos en el estudio de capacidad y nivel de servicio de la carretera, se toma un ancho de carril de 3.30m. Como puede notarse este ancho le garantiza un margen adicional de 0.70m al vehículo de diseño tipo C2 que requiere un ancho de 2.6 m.

La pendiente transversal de los carriles en tangente será del 3.00% para garantizar el drenaje superficial en lugares donde la pendiente longitudinal no es tan pronunciada, en cambio está pendiente tendrá un porcentaje variable en las curvas horizontales dependiendo del diseño del peralte en dichas curvas.

5.8.8.3 Hombros.

Se toma un valor mínimo de ancho de hombros de 0.30 m según resultados del estudio de Capacidad con un bombeo similar al de los carriles.

5.8.8.4 Pavimento.

Es la zona superior de la carretera o carpeta final de rodamiento de los vehículos, compuesta por un conjunto de capas de materiales resistentes capaces de soportar directamente la acción de las cargas del tránsito y de los factores atmosféricos, en este caso, se propone una carpeta de concreto compactado con rodillo y el diseño del espesor es realizado y analizado en el siguiente capítulo de Diseño de pavimento.

A continuación se presentan las Normas de Diseño aplicadas a los 7.0 Km del tramo Santo Domingo – Los Chinamos.

Tabla 5. 23 Características de Diseño.

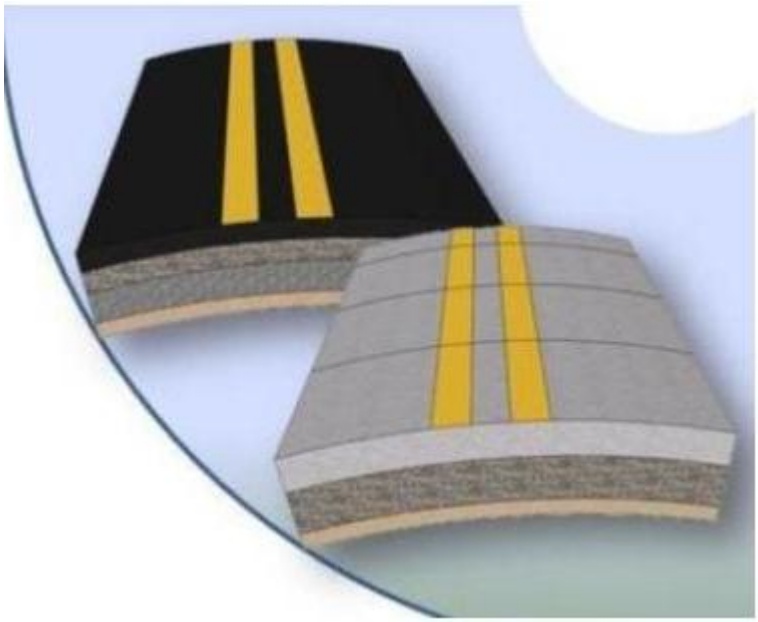
Descripción / Parámetro	Forma	Unidad	Valores		
Clasificación Funcional	Colectora secundaria				
Tipo de Área	Urbano - Rural				
Tipo de terreno	Tipo		Ondulado (0+000 - 1+800)	Montañoso (1+800 - 4+880)	Ondulado (4+880 - 7+000)
Velocidad de Diseño	V_D	KPH	**30**	**40**	**40**
Velocidad de Ruedo	V_R	KPH	30	40	40
Ancho del Derecho de vía	ADV	mts	20	20	20
Vehículo de Proyecto	Veh.	Tipo	**C2 (SU)**		
Distancia entre P frontal y eje trasero L	WB - 1	mts	6.10		
Distancia a Obstrucciones Laterales	Offs	mts	0.60		
Radio de Curvatura Mínimo	R	mts	22	41	41
Grado de Curvatura Máximo	Gc	Gd,min,sec	52°05"	27°57"	27°57"
Numero de Carriles de Rodamiento	Nc	Unid.	2	2	2
Ancho de Carril de Rodamiento	Ac	mts	3.30	3.30	3.30
Ancho Total de Rodamiento	AR	mts	6.60	6.60	6.60
Ancho de Hombros	Hm	mts	0.30	0.30	0.30
Ancho de Corona	Ac	mts	7.20	7.20	7.20
Pendiente Transversal (Bombeo)	B	%	3	3	3
Pendiente de hombros	Hm%	%	3	3	3
Sobreelevación Máxima (Peralte)	emax	%	**4**	**8**	**8**
Pendiente Longitudinal Máxima	Pend%	%	10	11	10
Sobreanchos Máximos en curvas Horiz.	Smax.	mts	2.20	1.50	1.50
Sobreanchos Mínimos en Curvas Horiz.	Smin.	mts	0.60	0.60	0.60
Coeficiente de Fricción Lateral	f	S/U	0.28	0.23	0.23
Distancia de Visibilidad de Parada	DVP	mts	35	50	50
Distancia de Visibilidad de Rebase	DVR	mts	200	270	270
Superficie de Carpeta de Rodamiento	Srod.	Tipo	Pavimento Rígido		

Nota: Las velocidades en este tramo fueron reducidas por restricciones topográficas y la conservación del eje existente

Fuente: Elaboración propia del Autor.

CAPÍTULO VI

DISEÑO DE PAVIMENTO



El Pavimento es la superficie de rodamiento para los distintos tipos de vehículos, formada por el agrupamiento de capas, en este capítulo se realiza el diseño de la estructura del pavimento.

CAPITULO VI. DISEÑO DE PAVIMENTO

6.1 INTRODUCCIÓN

El Diseño de Pavimentos tiene por finalidad analizar y cuantificar los factores presentes o futuros en una carretera sean internos o externos a la misma, para establecer los parámetros y características de un pavimento eficaz y eficiente. Los factores externos representan variables relacionadas con los volúmenes y composición del tránsito, los materiales de construcción, las condiciones climáticas. Los factores internos están representados por la calidad de la sub rasante, los materiales existentes en la vía y de los terrenos atravesados o afectados por las obras. Un diseño de pavimento se compone de varias fases empezando por las investigaciones de la sub rasante, la calidad de los materiales de construcción y bancos, ensayos de laboratorio, escogencia del método de diseño y evaluación del diseño más conveniente.

6.2 CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO.

La mayor parte de autores consideran que un pavimento debe reunir los siguientes requisitos:

- Resistente a las cargas provocadas por el tránsito.
- Capacitado para las circunstancias impuestas por el medio ambiente y la exposición a los agentes climatológicos especialmente a la lluvia y variaciones de temperatura.
- Presentar una relación que combine la textura superficial, el desgaste provocado por la abrasión de las llantas, maximizando el adecuado nivel de seguridad de los vehículos.
- Minimizar las afectaciones del drenaje. El peor enemigo del pavimento es el agua.

6.3 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS.

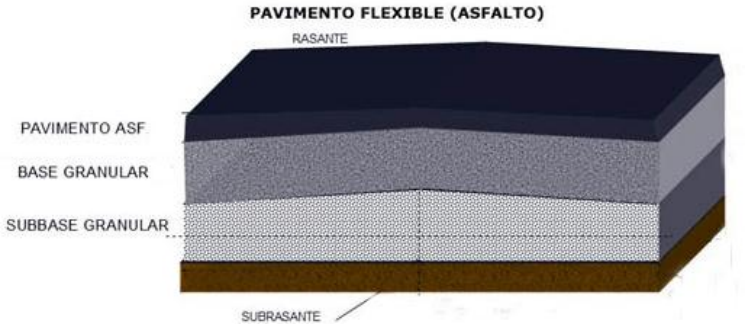
De manera general los pavimentos se clasifican atendiendo lo que se denomina una clasificación mecánica de su función, de esta manera:

6.3.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Un pavimento flexible es una estructura que mantiene un contacto íntimo con las cargas y las distribuye a la sub rasante; su estabilidad depende del entrelazamiento de los agregados, de la fricción de las partículas y de la cohesión. Están formados por una capa bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la sub base.

En la siguiente Figura se presenta la sección estructural de un pavimento flexible.

Figura 6. 1 Sección estructural de un Pavimento Flexible



Fuente: Manual para la Revisión de Diseño de Pavimentos. Pág. 28.

6.3.2 PAVIMENTOS ARTICULADOS.

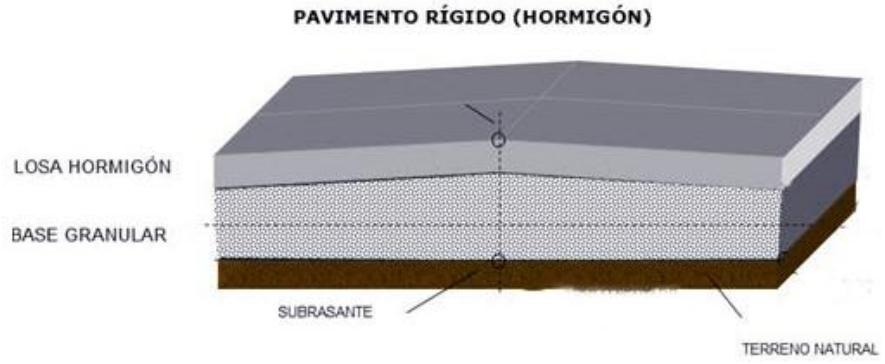
Están compuestos por pequeños bloques prefabricados, normalmente de concreto, que se denominan en nuestro medio como adoquines; se asientan sobre un colchón de arena soportado por una capa de sub-base o directamente

sobre la sub rasante. Su diseño, como todo pavimento, debe estar en acuerdo con la capacidad de soporte de la sub rasante para prevenir su deformación.

6.3.3 PAVIMENTOS RÍGIDOS.

Fundamentalmente están constituidos por una losa de concreto hidráulico, apoyada sobre la sub rasante o sobre una capa, de material seleccionado, la cual se denomina sub base del pavimento rígido. Debido a la alta rigidez del concreto hidráulico así como de su elevado coeficiente de elasticidad, la distribución de los esfuerzos se produce en una zona muy amplia. Además como el concreto es capaz de resistir, en cierto grado, esfuerzo a la tensión, el comportamiento de un pavimento rígido es suficiente satisfactorio aun cuando existan zonas débiles en la sub rasante. La capacidad estructural de un pavimento rígido depende de la resistencia de las losas y, por lo tanto, el apoyo de las capas sub yacentes ejerce poca influencia en el diseño del espesor del pavimento.

Figura 6. 2 Sección Estructural de un Pavimento Rígido.



***Fuente**:* Manual para la Revisión de Diseño de Pavimentos. Pág. 29.

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta en el diseño de pavimentos y estas son:

- Vida útil del Pavimento: Es aquel tiempo que transcurre entre la construcción del mismo y el momento en que alcanza el mínimo de serviciabilidad, que es la medida de la calidad del servicio en términos de comodidad. El período de diseño puede llegar a ser igual a la vida útil de un pavimento.
- El período de tiempo para el diseño.

De los diferentes tipos de pavimentos que se han descrito en este capítulo, se ha estimado para el tramo en estudio, proponer una carpeta de rodamiento de pavimento rígido, debido a que este presenta grandes ventajas en cuanto a construcción y mantenimiento en comparación con los pavimentos flexibles y semirrígidos; y también por la necesidad de mejorar los caminos y carreteras con la implementación de tecnologías acordes a nuestros recursos y disponibilidad financiera. Entre las ventajas se pueden mencionar:

- Los pavimentos Asfalticos se deterioran con el tiempo a diferencia de los pavimentos rígidos que alcanzan su deterioro mínimo durante su vida útil.
- La vida útil en pavimentos rígidos alcanzan los 25 años, en cambio los pavimentos flexibles y semi - rígidos a los 12.5 años.
- En cuanto a costos de mantenimiento, resulta más económico tratar los pavimentos rígidos que los pavimentos flexibles, debido a q generalmente en los primeros se realiza el sello de grietas y sustitución de sello de juntas cada 5 años, a diferencia de los flexibles que se realiza un bacheo anual y un recarpeteo cada 5 años.
- El concreto refleja la luz proporcionando una mejor visibilidad.

6.4 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS RIGIDOS.

Los pavimentos de concreto rígido se clasifican según la tecnología aplicada en el momento de construcción de una carretera (elaboración de la mezcla,

acarreo, colocación y compactación), además de la diferencia que existe en la proporción utilizada entre los agregados. Se clasifican en:

- Pavimentos de Concreto Hidráulico.
- Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo (CCR).

6.4.1 PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO.

Su construcción es similar a la de los concretos convencionales a diferencia del CCR, este sistema de construcción de pavimentos ha sido implementado en nuestro país.

6.4.2 PAVIMENTOS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR).

El concreto compactado con rodillo es un concreto de consistencia seca y asentamiento bajo o nulo, compuesto de cemento con agregados finos y gruesos y agua, que se coloca de forma continua y su consolidación se realiza mediante el proceso de compactación de vibro compactadoras, a las que también se podrían agregar compactadoras con llantas neumáticas y lisas, con el propósito de obtener superficies de rodamientos con menores rugosidades y mejorar la textura del pavimento. Este concreto se diferencia principalmente del concreto hidráulico por su menor contenido de agua (por lo que se le llama seco), y la proporción entre agregados finos y gruesos.

La construcción de pavimentos utilizando CCR permite que éste sea colocado sin formaletas, acabado o texturizado, aserrado o sellado de juntas, es por estos factores que los pavimentos de CCR son más fáciles de construir con altos volúmenes de producción, donde generalmente el CCR es más económico que un diseño equivalente de pavimento flexible.

6.4.2.1 Propiedades del concreto compactado con rodillo.

Las propiedades más significativas en el CCR son las mismas que para el concreto convencional.

El CCR tiene propiedades características tanto para su estado fresco como endurecido. Con su estado freso se relaciona la consistencia, la trabajabilidad y la densidad – contenido de humedad; con su estado endurecido se relacionan la resistencia a la compresión, que se le reconoce como la característica más representativa del concreto, otras también muy importantes son el Módulo de Elasticidad, la resistencia a la tracción y al corte, los cambios de volumen, la permeabilidad, la durabilidad, etc. Aplicado a la pavimentación, existen dos propiedades que son predominantes, la resistencia a los esfuerzos por flexión y la resistencia a la fatiga, debido a su incidencia en el espesor del pavimento.

6.5 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO.

El diseño de espesores de pavimentos hidráulicos y pavimentos de CCR se realiza con el mismo procedimiento debido a que las propiedades mecánicas son semejantes, no siendo así en el diseño de la mezcla para ambos debido a la diferencia de la relación agua – cemento y la proporción entre agregado fino y grueso.

Existen diferentes métodos y aproximaciones para el diseño del pavimento de concreto. Dos de los método más comunes son el de Portland Cement Association (PCA) y los de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 1993), de los dos descritos anteriormente se usara el de la PCA para el diseño de los espesores del pavimento, sin embargo se hará una breve definición de lo que significa el método de la AASHTO.

6.5.1 MÉTODO DE DISEÑO AASTHO.

La metodología AASTHO considera la vida útil de un pavimento relacionada al número de repeticiones de carga que podrá soportar el pavimento antes de llegar a las condiciones de servicio final predeterminadas para el camino. El método AASTHO utiliza en su formulación el número de repeticiones esperadas de carga de ejes equivalentes, es decir, que antes de entrar a las fórmulas de diseño, debemos transformar los Ejes de Pesos Normales de los vehículos que circularán por el camino, en ejes sencillos equivalentes de 18 kips (8.2 Ton) también conocidos como ESAL's.

El procedimiento de diseño normal es suponer un espesor de pavimento e iniciar a realizar tanteos, con el espesor supuesto calcular los Ejes Equivalentes y posteriormente evaluar todos los factores adicionales de diseño, si se cumple el equilibrio en la ecuación del espesor supuesto es resultado del problema, en caso de no haber equilibrio en la ecuación se deberán seguir haciendo tanteos. La convergencia del método es muy rápida.

6.5.2 MÉTODO DE LA ASOCIACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (PCA).

El método de diseño de Portland Cement Association es exclusivamente un método de diseño desarrollado para pavimentos de concreto. Teniendo como base el conocimiento de varias teorías de pavimentos como Westergaard, Picket y Ray, así como de elementos finitos, también la experiencia en el comportamiento de varias pruebas e investigaciones y diversos proyectos de la misma PCA. Derivado de lo anterior se generó finalmente que este método considera dos criterios específicos, uno relativo a la resistencia a la fatiga del concreto y el otro a la erosión de la base.

Resistencia a la Fatiga: sirve para mantener los esfuerzos que se producen dentro de los límites de seguridad, ya que el paso de cargas sobre las losas del pavimento producen esfuerzos que se convierten en agrietamientos.

Resistencia a la Erosión de la Base: Este sirve para evitar los esfuerzos de deflexión que se producen en los bordes de las losas, juntas y esquinas del pavimento; también para tener control sobre la erosión que se produce en la sub base o sub rasante y los materiales que conforman los hombros.

Los camiones con ejes tridem se consideran dentro del diseño, a pesar de que los sencillos y los ejes tándem son los más utilizados en las carreteras; los ejes tridem pueden llegar a producir más daño por efecto de erosión que por fatiga.

Fundamentalmente para desarrollar el diseño de un pavimento rígido, es necesario conocer las condiciones del lugar para escoger el tipo de pavimento que se va a construir, así como las características de la sub base y tipos de hombros a utilizar, el procedimiento se realiza teniendo en cuenta los siguientes factores:

6.5.2.1 Resistencia a la flexión (Modulo de Ruptura MR).

Esta resistencia se considera en el procedimiento del diseño por el criterio de fatiga, el cual controla el agrietamiento del pavimento bajo la acción repetida de las cargas de los vehículos pesados.

La deformación que se produce en el pavimento de concreto por efecto de las cargas, hace que las losas estén sometidas a esfuerzos de tensión y compresión. La relación existente entre las deformaciones debido a las cargas y los esfuerzos de compresión es muy baja como para incidir en el diseño del espesor de la losa, la relación entre la tensión y la flexión son mayores, situación

que si afecta el espesor de esta. De lo anterior se deduce que los esfuerzos y la resistencia a la flexión son factores principales a considerar en el diseño de pavimentos rígidos.[38]

La resistencia a la flexión del concreto es determinada por la prueba del módulo de ruptura, ingresando el valor de la resistencia a la compresión (f´c) del concreto a los 28 días. Este valor a usarse es de 4,000 psi, cuyo valor nos permite considerar una resistencia adecuada a las características del concreto proporcionado en el país, además nos permite utilizar un valor considerable de la resistencia a la flexión del concreto (MR). La relación entre el módulo de ruptura y la resistencia a la compresión puede ser calculada mediante la siguiente fórmula:

$$f_C' = \frac{MR^2}{100}$$

Donde:

f_C': Resistencia a la compresión del concreto, (Psi).

MR^2: Módulo de Ruptura del concreto a los 28 días, (Psi).

Despejando la formula en función del módulo de ruptura, obtenemos el siguiente resultado:

$$MR = 10\sqrt{f´c}\ psi$$

$$MR = 10\sqrt{4{,}000\ psi}\ = \mathbf{632\ psi}$$

6.5.2.2 Terreno de apoyo o Base:

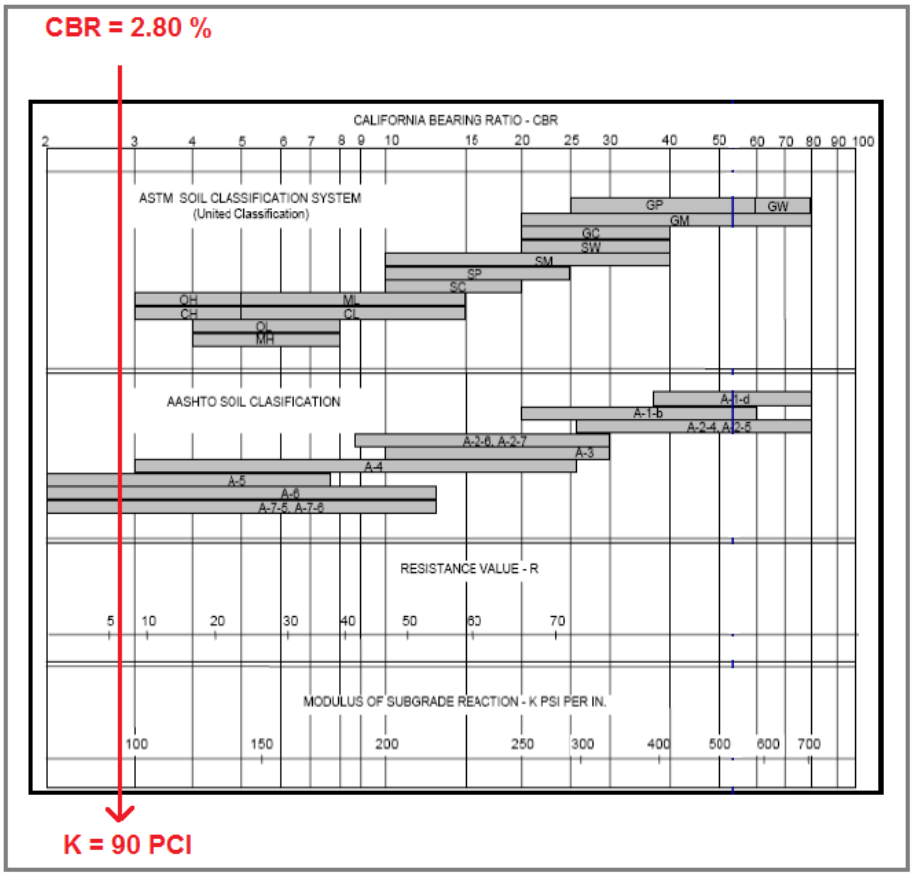
El terreno de apoyo está definido en términos del módulo de reacción de la sub rasante de Westergaard (k). Es igual a la carga en libras por pulgada cuadra de un área cargada, dividido entre la deformación en pulgadas que provoca dicha

[38] Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimento. (SIECA 2001)

carga. Los valores “k” son expresados como libras por pulgada cuadrada por pulgada (psi/in) o más comúnmente, por libra por pulgadas cúbica (pci).

Dado que la prueba de placa lleva tiempo y dinero, los valores de k son usualmente estimados mediante una correlación a pruebas más simples como la del CBR. El resultado es válido porque no se requiere una exacta determinación del valor de k; ya que variaciones normales del valor no afecta significativamente los requerimientos del espesor del pavimento. La relación mostrada en la Figura 6. 3 es correcta para estos propósitos, donde se muestra que para el valor de CBR de diseño equivalente a 2.80 % corresponde a un valor de k = 90 PCI.

Figura 6. 3 Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y sus valores de resistencia.



Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos (SIECA 2002).Capitulo 7. Pág.70.

Ahora bien, se propone usar dentro de la estructura del pavimento, una base granular de 8” (20 cm) de espesor, con material del banco Rene Meneses, con el fin de mejorar la capacidad soporte del suelo.

Esta alternativa propuesta se hace en vistas de que el terreno no cumple con las exigencias para funcionar como una subrasante natural, ya que a como se pudo observar en el capítulo IV (Estudios Geotécnicos), el CBR de la capa de rodadura actual no cumple con los requerimientos mínimos para utilizarla como soporte de la losa de concreto. Por lo tanto el módulo de reacción de la subrasante (k) se altera o se modifica en función del espesor de la base en la siguiente tabla.

Tabla 6. 1 Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular

k suelo - Sub-base (pci)				
k del suelo (pci)	Espesor de la sub - base			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: Manuel de Diseño y Construcción de Pavimento, CEMEX.

Debido a que tanto el valor de k, como el espesor de la base (8”) no se encuentran directamente en la tabla, se realizan una serie de interpolaciones mostrándose los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 6. 2 k suelo - base.

k del suelo (pci)	Espesor de la base		
	6"	8"	9"
50	75	82	85
90	83	139	145
100	140	153	160

Fuente: Elaboración propia del autor.

Según la tabla 6. 2 el valor de k de diseño es de 139 pci.

6.5.2.3 Las repeticiones esperadas y la magnitud de las cargas por ejes.

- Factor de seguridad de carga (Fsc): Una vez que se conozca la distribución de carga por eje, se multiplican por el factor de seguridad para prever cualquier imprevisto en la variación repentina del peso de un eje no considerado sobre la vía, para lo cual se recomienda lo siguiente:

  Para vías que tienen múltiples carriles, en los cuales se espera un flujo de tráfico interrumpido, con un elevado volumen de tráfico pesado, $F_{sc} = 1.2$

  Para carreteras y vías urbanas en las que el tránsito esperado es de un volumen moderado de vehículos pesados, $F_{sc} = 1.1$

  Para caminos y calles secundarias que soporten bajo volumen de tráfico pesado, $F_{sc} = 1.0$

Se utilizara el valor de 1, debido a las características que se asemejan al tramo en estudio.

El cálculo del tránsito de diseño y repeticiones esperadas para cada vehículo y para cada tipo de eje fue realizado en la sección 3.7.10 del capítulo 3, multiplicado por el factor de seguridad de carga (Fsc), da como resultado la siguiente tabla:

Tabla 6. 3 Sumatoria y agrupación de las repeticiones esperadas.

Repeticiones Esperadas por Ejes			
Tipo de Ejes	Peso en KIPS	Peso en KIPS por Fsc	Total de Repeticiones esperadas
Sencillos	8.8	8.8	123,280
	11	11	525,816
	17.6	17.6	123,280
	22	22	460,152
Doble	35	35	65,664
	TOTAL		1.30E+06

Fuente: Elaboración propia del autor.

Para asuntos de facilitar la actividad de diseño se considera de gran utilidad el uso de software como herramienta que permite fácilmente evaluar los cambios que se pueden presentar dentro del proceso constructivo cuando alguna variable difiera de las consideraciones inicialmente planteadas en el diseño. El programa llamado BS – PCA efectuado en Visual Basic requiere la introducción de los diferentes parámetros y efectuando los análisis de fatiga y erosión permite obtener el dimensionamiento de la estructura de pavimento.

6.6 METODOLOGÍA Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.

6.6.1 CALCULO DE DISEÑO DE ESPESOR.

El cálculo de diseño del espesor se realizara introduciendo los parámetros analizados anteriormente y efectuando los análisis de fatiga y erosión que permiten obtener el dimensionamiento de la estructura de pavimento.

Debido a que el diseño de espesores es un proceso iterativo, se realizó un total de 2 tanteos para escoger el espesor que cumpla con los criterios de fatiga y erosión y haciendo uso de las tablas simplificadas que utiliza la CEMEX en su manual de diseño de pavimentos, proponiendo inicialmente un espesor de 6.5 pulgadas, dando como resultado que no es un espesor satisfactorio debido a que la sumatoria de daños por fatiga y erosión excedía el 100%, el procedimiento para el análisis de este tanteo se muestra en las tabla E. 2 (*Ver Anexos E*). Seguidamente se procedió a realizar el segundo tanteo proponiendo un espesor de losa de 7 pulgadas, determinando que este era el espesor óptimo dado que los porcentajes de daño determinados eran los que más se acercaban al 100% sin exceder dicho porcentaje.

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño empleado, que nos permitió determinar el espesor de losa óptimo de 7 pulgadas.

- Esfuerzos Equivalentes. Esta magnitud física relaciona la resistencia del suelo de apoyo con el espesor de la losa, bajo condiciones de apoyo y esfuerzos por transferencia de cargas. En el procedimiento de diseño de la PCA, la determinación de este esfuerzo está basado en el esfuerzo máximo de flexión en el borde de la losa, lugar donde se supone que ocurren los máximos esfuerzos en el pavimento cuando los camiones circulan cerca del borde exterior.

Se calculan los esfuerzos equivalentes, proponiendo emplear una ***losa con apoyo lateral y sin pasajuntas***, basados en las consideraciones siguientes:

1. Se considera como apoyo lateral los hombros de concreto que pertenecen a la sección transversal de la via, según el análisis de capacidad y nivel de servicio, estos cuentan con un ancho de 0.30m.

2. Como el porcentaje del tráfico pesado que circulara por la vía se estimó en un 21% del tráfico total proyectado, no es necesario el uso de barras de transferencia de cargas entre las losas adyacentes, ya que la CEMEX en su manual de diseño recomienda que se consideren pasajuntas cuando el tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico total[39]. Dicha transferencia de cargas se realizará mediante la trabazón entre los agregados de las caras agrietadas de las losas contiguas, formadas por el aserrado o ranurado de la junta. Para que la transferencia de carga sea efectiva, es preciso disponer espaciamientos de corta longitud entre las juntas.

Con los datos de un espesor propuesto de 7 pulgadas y un valor k de diseño de 139 pci, se accede a la tabla 6. 4 para encontrar los esfuerzos equivalentes para los ejes sencillos y tándem. Debido a que el valor k = 139 pci, no se encuentra directamente en la tabla, se procede a interpolar entre los valores que se encuentran comprendidos como lo es para k = 100 pci y k = 150 pci, ya sea para ejes sencillos como para ejes tándem.

[39] Pavimentos de Concreto CEMEX. Pág. 47.

Tabla 6. 4 Esfuerzo Equivalente para Pavimentos con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas.

Esfuerzo equivalente - Con Apoyo Lateral Eje Sencillo / Eje Tándem / Eje Tridem																					
Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	640	534	431	559	468	392	517	439	377	489	422	369	452	403	362	409	388	360	383	384	359
4.5	547	461	365	479	400	328	444	372	313	421	356	305	390	338	297	355	322	292	333	316	291
5.0	475	404	317	417	349	281	387	323	266	367	308	258	341	290	250	311	274	244	294	267	242
5.5	418	360	279	368	309	246	342	285	231	324	271	223	302	254	214	276	238	208	261	231	206
6.0	372	325	249	327	277	218	304	255	204	289	241	96	270	225	187	247	210	180	234	203	178
6.5	334	295	225	294	251	196	274	230	183	260	218	175	243	203	166	223	188	159	212	180	156
7.0	302	270	204	266	230	178	248	210	165	236	198	158	220	184	149	203	170	142	192	162	138
7.5	275	250	187	243	211	162	226	193	151	215	182	143	201	168	135	185	155	127	176	148	124
8.0	252	232	172	222	196	149	207	179	138	197	168	131	185	155	123	170	142	116	162	135	112
8.5	232	216	159	205	182	138	191	166	128	182	156	121	170	144	113	157	131	106	150	125	102
9.0	215	202	147	190	171	128	177	155	119	169	146	112	158	134	105	146	122	98	139	116	94
9.5	200	190	137	176	160	120	164	146	111	157	137	105	147	126	98	136	114	91	129	108	87
10.0	186	179	127	164	151	112	153	137	104	146	129	98	137	118	91	127	107	84	121	101	81
10.5	174	170	119	154	143	105	144	130	97	137	121	92	128	111	86	119	101	79	113	95	76
11.0	164	161	111	144	135	99	135	123	92	129	115	87	120	105	81	112	95	74	106	90	71
11.5	154	153	104	136	128	93	127	117	86	121	109	82	113	100	76	105	90	70	100	85	67
12.0	145	146	97	128	122	88	120	111	82	114	104	78	107	95	72	99	86	66	95	81	63
12.5	137	139	91	121	117	83	113	106	78	108	99	74	101	91	68	94	82	63	90	77	60
13.0	130	133	85	115	112	79	107	101	74	102	95	70	96	86	65	89	78	60	85	73	57
13.5	124	124	80	109	107	75	102	97	70	97	91	67	91	83	62	85	74	57	81	70	54
14.0	118	122	75	104	103	71	97	93	67	93	87	63	87	79	59	81	71	54	77	67	51

Fuente: Pavimentos de Concreto CEMEX.

Se realiza la interpolación para los ejes sencillos obteniendo los siguientes resultados de esfuerzos equivalentes:

100 -------- 266
139 -------- X
150 -------- 248

$$X = \frac{(150 - 139) * (266 - 248)}{(150 - 100)} + 248 = 251.96$$

De la misma manera se calcula para ejes dobles, resumiendo los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 6. 5 Cálculos de esfuerzos equivalentes para cada tipo de eje.

Espesor de Losa (Pulg)	k de la subrasante, pci								
	100			139			150		
	Sen	Tan	Tri	Sen	Tan	Tri	Sen	tan	Tri
7"	266	230	178	**251.96**	**214.40**	-	248	210	165

- Relación de Esfuerzos. Se calcula dividiendo el esfuerzo equivalente para cada tipo de eje (sencillos y tándem) entre el módulo de ruptura (MR) del concreto de la losa.

Este factor permite determinar, en conjunto con los pesos de cada eje, las repeticiones permisibles para el espesor de la losa propuesto.

$$Rel.Esf = \frac{Esf.Equivalente}{MR}$$

Para ejes sencillos $Rel.Esf = \frac{251.96}{632} = 0.40$

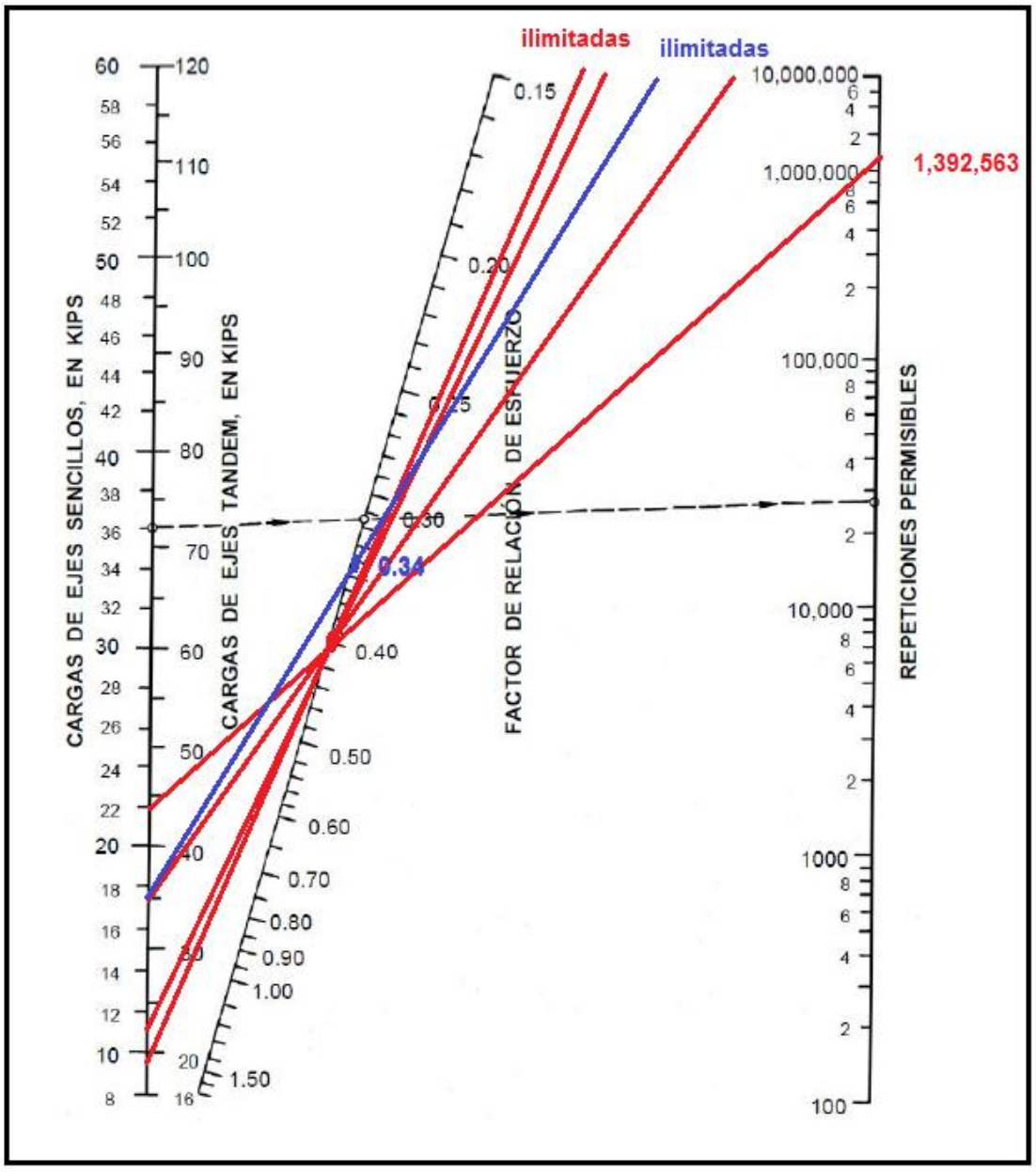
Para ejes tándem $Rel.Esf = \frac{214.40}{632} = 0.34$

6.6.1.1 Análisis por Fatiga.

Para calcular las repeticiones permisibles para cada tipo de eje, por el análisis de fatiga, se emplea un nomograma, el peso y el tipo de eje, así como su relación de esfuerzo.

Para eje sencillo de 22 Kips, se entra al nomograma con la carga ya factorada por un factor de seguridad, se proyecta una recta que se unirá al valor de relación de esfuerzo de 0.40, de manera que se extienda hasta la escala de repeticiones permisibles, donde no logran proyectarse a la escala de repeticiones quedando dichos valores como repeticiones ilimitadas. Este mismo procedimiento se realiza para todos las cargas según los ejes y se van anotando las repeticiones permisibles encontradas, en este caso resultaron ilimitadas. A continuación se detalla en la Figura 6. 4 las repeticiones permisibles proyectadas.

Figura 6. 4 Nomograma de Análisis por fatiga para un espesor propuesto de 7 pulgadas.



Fuente: Nomograma: Pavimentos de Concreto CEMEX.
Trazado: Elaboración propia del autor.

6.6.1.2 Análisis por Erosión.

El análisis por erosión surge para controlar la erosión del terreno de soporte, bombeo y diferencia de elevación de juntas, para comprender este análisis se determina primero el factor de erosión empleando la tabla 6. 5 que corresponde al diseño sin pasajuntas y con apoyo lateral que nosotros estamos considerando. El factor de erosión se determina por cada tipo de eje (sencillo, tándem).

Tabla 6. 6 Factores de Erosión para Pavimentos Sin Pasajuntas y con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas.

Factores de Erosión - Sin Pasajuntas - Con Apoyo Lateral Eje Sencillo / Eje Tándem / Eje Tridem																		
Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.46	3.49	3.50	3.42	3.39	3.38	3.38	3.32	3.30	3.36	3.29	3.25	3.32	3.26	3.21	3.28	3.24	3.16
4.5	3.32	3.39	3.40	3.28	3.28	3.28	3.24	3.19	3.18	3.22	3.16	3.13	3.19	3.12	3.08	3.15	3.09	3.04
5.0	3.20	3.30	3.32	3.16	3.18	3.19	3.12	3.09	3.08	3.10	3.05	3.03	3.07	3.00	2.97	3.04	2.97	2.93
5.5	3.10	3.22	3.26	3.05	3.10	3.11	3.01	3.00	3.00	2.99	2.95	2.94	2.96	2.90	2.87	2.93	2.86	2.83
6.0	3.00	3.15	3.20	2.95	3.02	3.05	2.90	2.92	2.92	2.88	2.87	2.86	2.86	2.81	2.79	2.83	2.77	2.74
6.5	2.91	3.08	3.41	2.86	2.96	2.99	2.81	2.85	2.86	2.79	2.79	2.79	2.76	2.73	2.72	2.74	2.68	2.67
7.0	2.83	3.02	3.09	2.77	2.90	2.94	2.73	2.78	2.80	2.70	2.72	2.73	2.68	2.66	2.65	2.65	2.61	2.60
7.5	2.76	2.97	3.05	2.70	2.84	2.89	2.65	2.72	2.75	2.62	2.66	2.67	2.60	2.59	2.59	2.57	2.54	2.54
8.0	2.69	2.92	3.01	2.63	2.79	2.84	2.57	2.67	2.70	2.55	2.61	2.62	2.52	2.53	2.54	2.50	2.48	2.48
8.5	2.63	2.88	2.97	2.56	2.74	2.80	2.51	2.62	2.65	2.48	2.55	2.58	2.45	2.48	2.49	2.43	2.43	2.43
9.0	2.57	2.83	2.94	2.50	2.70	2.77	2.44	2.57	2.61	2.42	2.51	2.53	2.39	2.43	2.44	2.36	2.38	2.38
9.5	2.51	2.79	2.91	2.44	2.65	2.73	2.38	2.53	2.58	2.36	2.46	2.49	2.33	2.38	2.40	2.30	2.33	2.34
10.0	2.46	2.75	2.88	2.39	2.61	2.70	2.33	2.49	2.54	2.30	2.42	2.46	2.27	2.34	2.36	2.24	2.28	2.29
10.5	2.41	2.72	2.85	2.33	2.58	2.67	2.27	2.45	2.51	2.24	2.38	2.42	2.21	2.30	2.32	2.19	2.24	2.26
11.0	2.36	2.68	2.83	2.28	2.54	2.65	2.22	2.41	2.48	2.19	2.34	2.39	2.16	2.26	2.29	2.14	2.20	2.22
11.5	2.32	2.65	2.80	2.24	2.51	2.62	2.17	2.38	2.45	2.14	2.31	2.36	2.11	2.22	2.26	2.09	2.16	2.19
12.0	2.28	2.62	2.78	2.19	2.48	2.59	2.13	2.34	2.43	2.10	2.27	2.33	2.06	2.19	2.23	2.04	2.13	2.16
12.5	2.24	2.59	2.76	2.15	2.45	2.57	2.09	2.31	2.40	2.05	2.24	2.31	2.02	2.15	2.20	1.99	2.10	2.13
13.0	2.20	2.56	2.74	2.11	2.42	2.55	2.04	2.28	2.38	2.01	2.21	2.28	1.98	2.12	2.17	1.95	2.06	2.10
13.5	2.16	2.53	2.72	2.08	2.39	2.53	2.00	2.25	2.35	1.97	2.18	2.26	1.93	2.09	2.15	1.91	2.03	2.07
14.0	2.13	2.51	2.70	2.04	2.36	2.51	1.97	2.23	2.33	1.93	2.15	2.24	1.89	2.06	2.12	1.87	2.00	2.05

Fuente: Pavimentos de Concreto CEMEX.

Con los datos de espesor propuesto de 7 pulgadas y un k = 139 pci, se interpola nuevamente y se encuentran los valores de factor de erosión en la siguiente tabla:

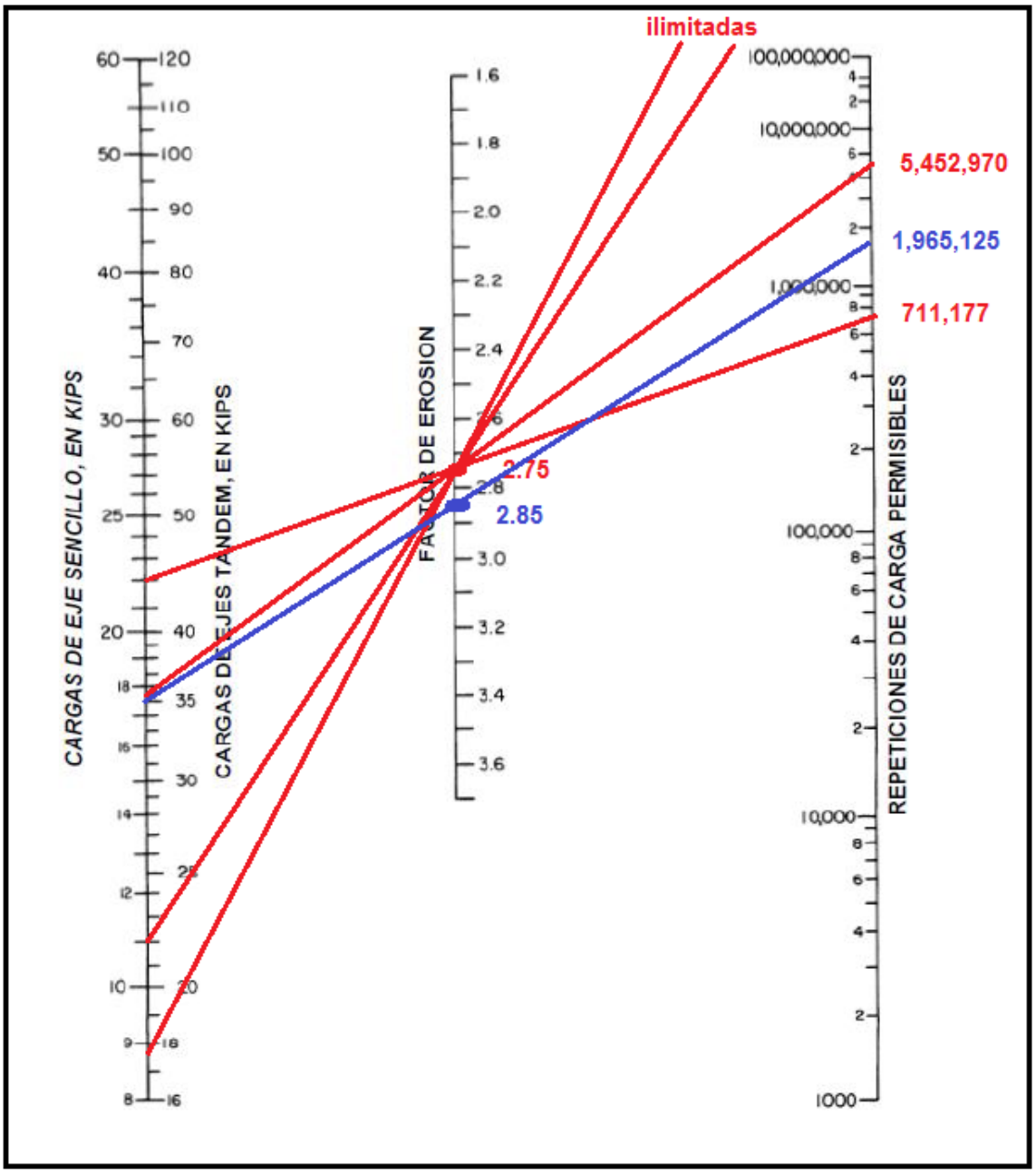
Tabla 6. 7 Calculo de factores de erosión.

Espesor de Losa (Pulg)	k de la subrasante, pci								
	100			139			200		
	Sen	Tan	Tri	Sen	Tan	Tri	Sen	tan	Tri
7 "	2.77	2.9	2.94	**2.75**	**2.85**	-	2.73	2.78	2.8

Ahora con los valores de factor de erosión, con las diferentes cargas en el eje y con ayuda del siguiente nomograma encontramos las siguientes repeticiones permisibles por erosión.

Para efectos de resumen y fácil interpretación de los resultados del gráfico, se explicará el eje sencillo de 22 Kips que multiplicado por el factor de seguridad es igual al mismo valor, y con su correspondencia al factor de erosión en ejes sencillos de 2.75 se logra obtener un número de repeticiones permisibles igual a 711,177 como se puede apreciar en la Figura 6. 5.

Figura 6. 5 Nomograma de Análisis por Erosión con Apoyo Lateral para un Espesor propuesto de 7 pulgadas.



Fuente: Nomograma: Pavimentos de Concreto CEMEX.
Trazado: Elaboración propia del autor.

Ejes Sencillos **Ejes Tandem**

Posterior al cálculo de cada una de las repeticiones permisibles para los análisis de fatiga y erosión, se procede a calcular el porcentaje de daño. Esto se hace expresando en porcentaje la relación entre las repeticiones esperadas y las repeticiones permisibles, como se muestra en el siguiente ejemplo para el eje de 22 kips que sabemos que las repeticiones esperadas para este eje son 460,152, se obtienen el porcentaje de daño que ese eje provocaría al pavimento:

$$\%\ de\ daño\ por\ fatiga\ (eje\ 22\ kips) = \frac{460{,}152}{1{,}392{,}563} * 100 = 33.04\ \%$$

De igual forma se calculan todos los porcentajes de daños para cada tipo y peso de eje, la sumatoria según los análisis deberá ser menor al 100% para que el espesor cumpla satisfactoriamente. A continuación se muestra en la siguiente tabla, los resultados del cálculo manual de diseño según el espesor propuesto de 7".

Tabla 6. 8 Resultados Obtenidos para un espesor propuesto de 7 pulgadas.

Proyecto:	**Tramo Santo Domingo - Los Chinamos, Departamento de Chontales**					
Espesor de tanteo:	**7 pulg**			**Juntas con pasadores (Dovelas):**	**NO**	
Modulo de reacción k:	**139 pci**			**Hombros de Concreto:**	**SI**	
Modulo de Ruptura Mr:	**632 psi**			**Periodo de Diseño:**	**20 Años**	
Factor de seguridad de carga: Fsc	**1.00**			**f'c :**	**4000 PSI**	

			Análisis por Fatiga		**Análisis por Erosión**	
Carga del Eje (Kips)	**Multiplicada por Fsc**	**Repeticiones Esperadas**	**Repeticiones Permisibles**	**% de Fatiga**	**Repeticiones Permisibles**	**% de Daño**
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo Equivalente: **251.96**

9. Factor de relación de esfuerzos: **0.40**

10. Factor de Erosión: **2.75**

Ejes Sencillos						
22	22	460,152	1392,563	33.04	711,177	64.70
17.6	17.6	123,280	ilimitadas	0.00	5452,970	2.26
11	11	525,816	ilimitadas	0.00	ilimitadas	0.00
8.8	8.8	123,280	ilimitadas	0.00	ilimitadas	0.00

8. Esfuerzo Equivalente **214.40**

9. Factor de relación de esfuerzos: **0.34**

10. Factor de Erosión: **2.85**

Ejes Tándem						
35	35	65,664	ilimitadas	0.00	1965,125	3.34
			TOTAL	**33.04%**	**TOTAL**	**70.31%**

EL ESPESOR PROPUESTO ES SATISFACTORIO

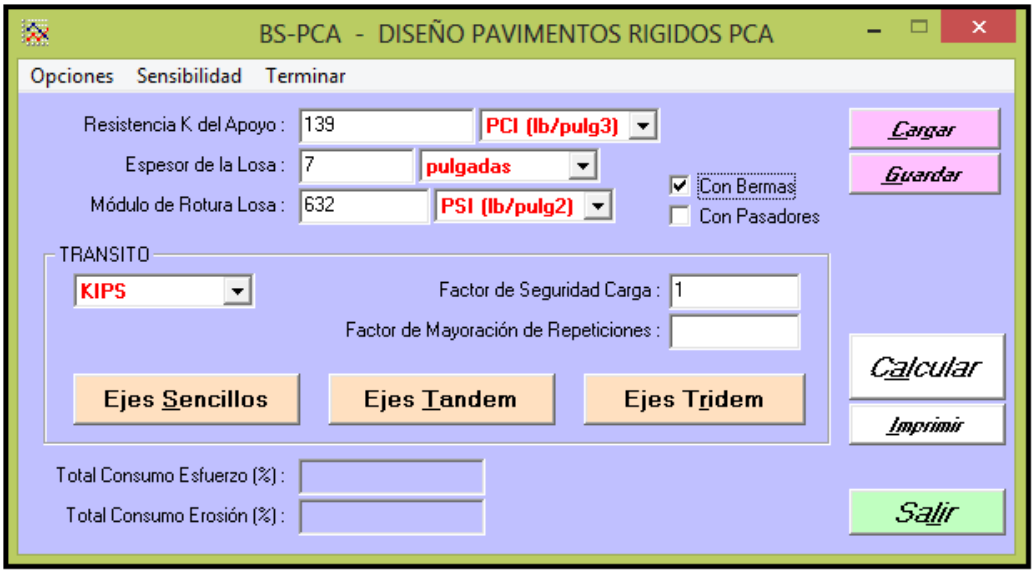
6.6.1.3 Utilización del software BS – PCA.

Se muestra la iteración que satisface según los análisis requeridos usando el software BS – PCA.

La siguiente figura muestra la pantalla inicial, en donde se presentan los campos de datos de entrada que solicita el programa para su debido desarrollo los cuales son los siguientes:

- Resistencia de apoyo de la sub-rasante que es igual a 139 PCI.
- Espesor de la losa que es igual a 7 pulgadas.
- Módulo de rotura de la losa igual a 632 PSI.
- Se selecciona la opción con bermas (apoyo lateral) y no se selecciona la opción con pasadores.
- Factor de seguridad de carga igual a 1.
- Peso de los ejes de los vehículos en Kips.

Figura 6. 6 Datos de entrada del programa BS - PCA



En las siguiente ventanas se muestra que para cada uno de los ejes sencillos y tándem se digitará las cargas y repeticiones esperadas. Cabe destacar que las repeticiones esperadas se muestran en la tabla 6.3 de este capítulo.

Figura 6. 7 Digitación de Cargas y repeticiones esperadas para ejes sencillos

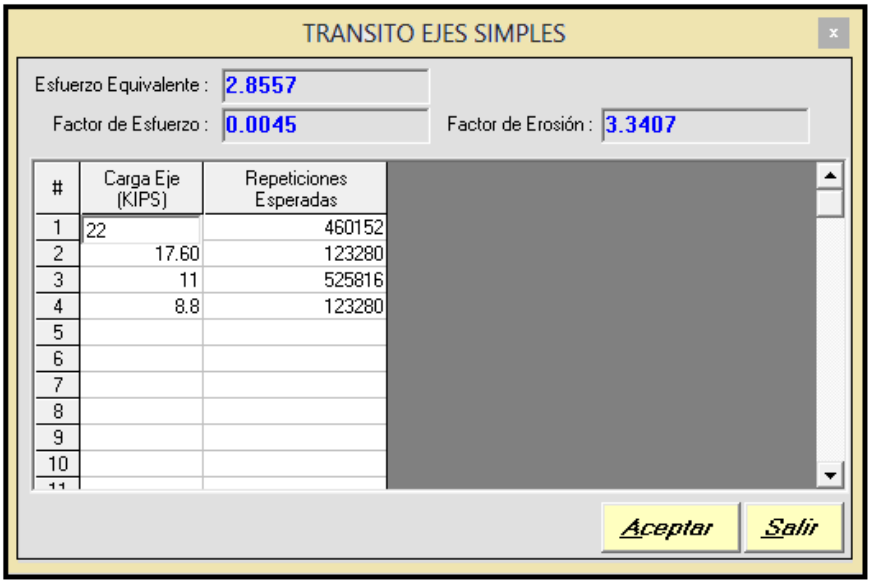
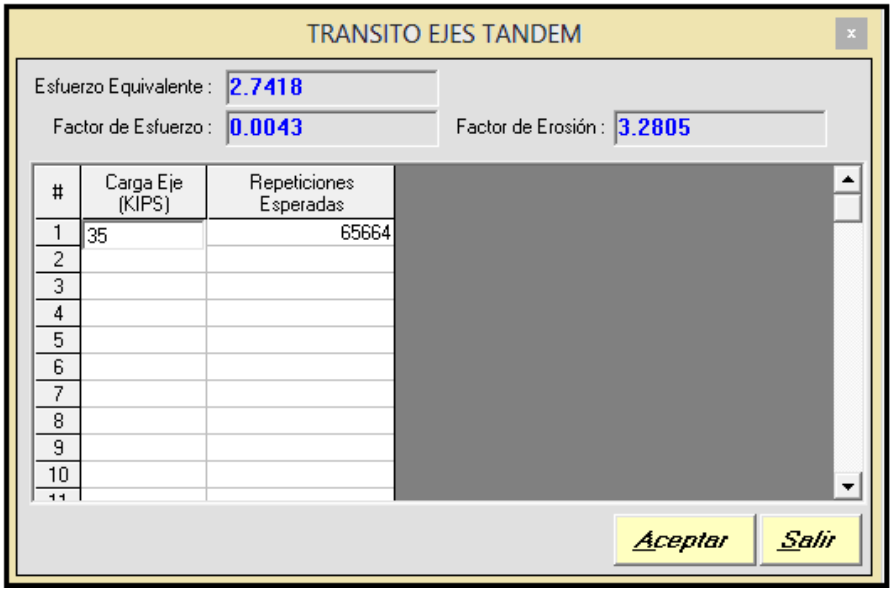
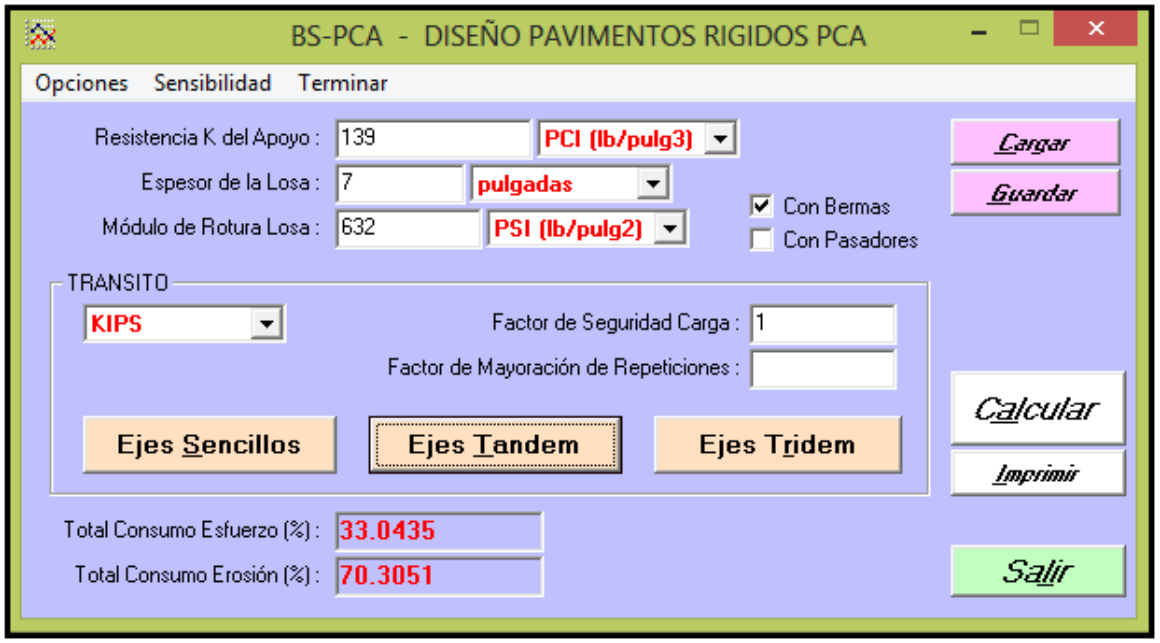


Figura 6. 8 Digitación de Cargas y repeticiones esperadas para ejes tándem.



Después de ingresar los datos de entrada que solicita el programa y los valores de los ejes sencillos y tandem, se realiza el cálculo de los esfuerzos de fatiga y erosión.

Figura 6. 9 Resultados porcentajes de daño para 7" de espesor, Software BS - PCA



Para calcular los consumos de Fatiga (esfuerzo) y erosión se realiza haciendo click en la pestaña **Calcular.**

Luego se obtiene la siguiente hoja de resultados.

Tabla 6. 9 Informe final de resultados con el software BS – PCA.

DISENO PAVIMENTOS RIGIDOS - METODO PCA
UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Software : BS-PCA

Datos :

Resistencia K del Apoyo : 139 PCI (lb/pulg3)
Espesor Losa : 7 pulgadas
Modulo de Rotura : 632 PSI (lb/pulg2)
Bermas : SI
Pasadores : NO
Factor de Seguridad Cargas : 1
Factor de Mayoración Repeticiones : 0

Resultados :

Carga KIPS	Carga FS kN	Repeticiones Esperadas	Repeticiones Admisib_Fatiga	Consumo Fatiga %	Repeticiones Admisi_Erosion	Consumo Erosion %
EJES SIMPLES						
Esfuerzo Equivalente: 1.7 Factor Esfuerzo: 0.4006 Factor Erosion: 2.7511						
22.00	97.79	460,152	1,392,563	33.04	711,177	64.70
17.60	78.24	123,280	Inf	0.00	5,452,970	2.26
11.00	48.90	525,816	Inf	0.00	Inf	0.00
8.80	39.12	123,280	Inf	0.00	Inf	0.00
EJES TANDEM						
Esfuerzo Equivalente: 1.5 Factor Esfuerzo: 0.3403 Factor Erosion: 2.8448						
35.00	155.58	65,664	Inf	0.00	1,965,125	3.34
EJES TRIDEM						
Esfuerzo Equivalente: 1.2 Factor Esfuerzo: 0.2660 Factor Erosion: 2.8749						
				-------		-------
			Total :	33.04		70.31

6.6.2 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS AL DISEÑO.

En Esta sección se definen otros aspectos que integran el diseño, ya que estos no están contemplados en el diseño de espesores.

6.6.2.1 Modulación de losas.

La modulación de la losa se refiere a definir la forma que tendrán los tableros de losa de pavimento. Esta forma se da en base a la separación entre juntas tanto transversales como longitudinales.

La modulación de losas va a estar ligada por la separación de las juntas transversales que a su vez depende del espesor del pavimento. La siguiente expresión basada en el manual Centroamericano de Diseños de Pavimento permite dimensionar los tableros para inducir el agrietamiento controlado bajo sus cortes:

$$S_{JT} = (21\ a\ 24) * D$$

Donde:

S_{JT} : Separación de Juntas Transversales, (mt).

D: Espesor del Pavimento, (mt).

Normalmente se utiliza el 21 cuando tenemos mayor fricción entre la sub – base y el pavimento de concreto, como en los casos en donde tenemos bases estabilizadas, bases con textura muy cerrada. Se utilizara el valor de 24, debido a que la sub – base (en contacto con la losa) es de material granular.

Para la separación de las juntas transversales será la siguiente:

$$S_{JT} = 24 * 0.175\ m = \mathbf{4.20\ m}\ \leq\ 4.50\ m$$

La otra dimensión relacionada con la modulación de losas es la separación de juntas longitudinales. La relación entre largo (L) y ancho (A) de un tablero de losas no deberá estar fuera de los límites 0.71 a 1.4. En la modulación de losa la relación del tablero da como resultado:

$$0.71 \leq \frac{L}{A} \leq 1.4$$

La forma ideal de un tablero de losa es la cuadrada, sin embargo, debido a que el actual ancho de carril de la vía se encuentra ya definido en 3.30 metros, se considerará un tablero rectangular que cumpla con la condición de diseño.

$$0.71 \leq \frac{4.20}{3.30} \leq 1.4$$
$$0.71 \leq 1.27 \leq 1.4$$

De esta manera quedan dimensionados los tableros de la losa con un ancho de 3.30 m y una longitud de 4.20 m.

6.6.2.2 Diseño de Juntas.

Tiene como objetivo principal el control de la fisuración y agrietamiento natural que sufre el concreto durante el proceso constructivo y de uso. Además tiene las siguientes funciones:

- Controla el agrietamiento transversal y longitudinal.
- Divide el pavimento en secciones adecuadas para el proceso constructivo.
- Permite el movimiento y alabeo de las losas por efecto de las cargas de tránsito.
- Permite la transferencia de cargas entre losas.

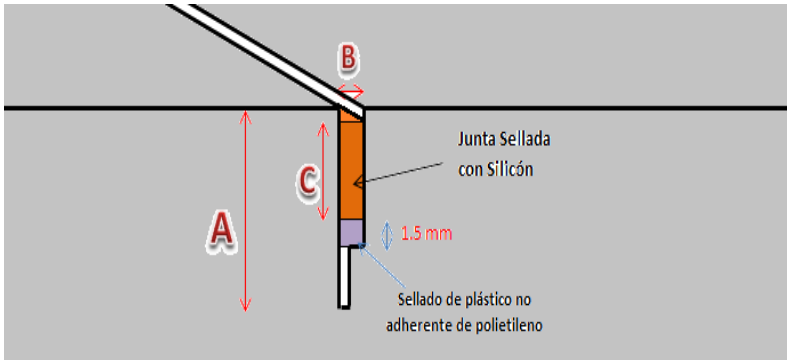
Los tipos más comunes de juntas son las siguientes:

- Juntas Transversales de Construcción.
- Juntas Transversales de Expansión
- Juntas Transversales de Contracción.
- Juntas Longitudinales de Contracción.
- Juntas Longitudinales de Construcción.

De acuerdo a la tabla E. 3 (*Ver Anexos E*) en anexos y a la figura 6. 10, se establece para un espesor de 7 pulgadas (18 cms) los siguientes dimensionamientos:

- La profundidad de corte de la junta (A), equivalente a 1/3 del espesor de la losa, resultando 6 cms.
- El ancho del corte de la junta (B), equivalente a 1/10 de la profundidad de corte de la junta, resultando 0.60 cms.
- La profundidad del material de sellado (C), es 1/5 de la profundidad de la junta, resultando 1.20 cms. El sellado tiene como propósito minimizar la filtración de agua superficial dentro de las juntas y las capas subyacentes. Así como, la entrada de materiales incompresibles que puedan ocasionar fisuras en las esquinas y daños mayores.

Figura 6. 10 Dimensionamientos de las Juntas.



Fuente: Elaboración propia del autor.

A continuación se presentan los parámetros de diseño de pavimento aplicadas a los 7.0 Km del tramo Santo Domingo – Los Chinamos.

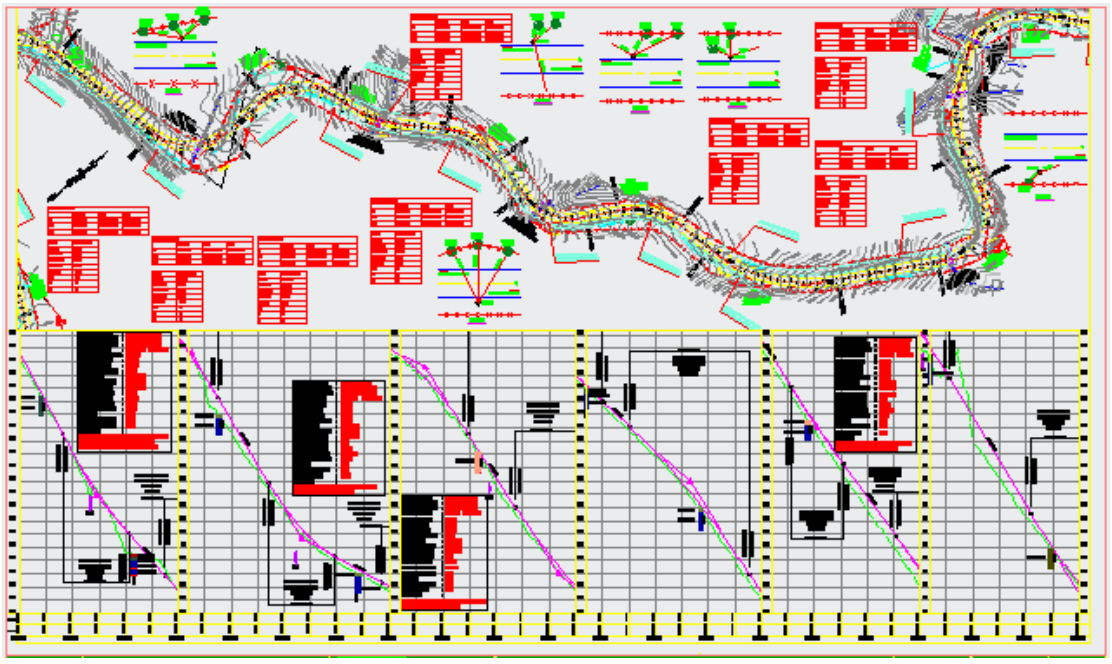
Tabla 6. 10 Características de Diseño de Pavimento.

Descripción /Parámetro	Forma	Unidad	Valores
Método de Diseño	Portland Cement Asociation (PCA)		
Criterio de Desempeño	Fatiga y Erosión		
Resistencia a la compresión del concreto	F'c	PSI	4000
Resistencia a la Flexión del Concreto	MR	psi	632
Modulo de Reacción de la Subrasante	k	pci	139
Periodo de Diseño	n	Años	20
Trafico	Solo Incluye Vehículos Pesados		
Factor de Crecimiento Anual	Veh. Pasajeros		24,312.22
	Veh. De Carga		10,102.20
Factor Sentido	FD	%	0.50
Factor Carril	FC		1
Factor de Seguridad de Carga	FSC		1
Transferencia de Cargas	Por la trabazon de agregados		
Apoyo lateral	Si se Consideran Hombros de Concreto		
Espesor Propuesto Satisfactorio	e	Pulg.	7.00
Daño por Fatiga	F	%	33.04
Daño por Erosión	E	%	70.31

Fuente: Elaboración propia del autor.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES



Las conclusiones se fundamentan en los resultados obtenidos, tanto en los estudios como en los diseños.

CAPITULO VII. CONCLUSIONES

El Diseño Geométrico y Estructura de Pavimento Rígido de 7 km del tramo Santo Domingo – Los Chinamos se basó en los resultados obtenidos de:

➢ **Estudios de Tránsito.**

- Se realizó un aforo vehicular durante cinco (5) días continuos, durante doce horas continuas (6 AM – 6 PM) analizándose los dos sentidos y clasificando los vehículos según lo establece el MTI.

- Se calculó el tránsito promedio diario anual (TPDA), partiendo del aforo vehicular de 12 horas y haciendo uso de los factores de expansión, obteniendo un TPDA de 189 vehículos por día y expandido a al periodo de diseño (20 años) resulto un TPDA DE 1794 vpd.

- Se calculó el número de repeticiones esperadas en el carril de diseño en toda la vida útil de la vía, considerando solamente los vehículos pesados de pasajeros y pesados de carga, dando como resultado un total de 1, 298,192 (1.30E+06).

➢ **Estudios de Suelos.**

- Se realizó una revisión de los estudios de suelos elaborados por el laboratorio de INGENICA, análisis granulométrico y límites de Atterberg , obteniendo como resultado que los materiales que predominan en la sub – rasante son suelos del tipo A – 7 – 5 (Suelos finos o limos arcillosos), que presentan un BBR de diseño de 2.8% obtenido a un 95% de compactación Proctor Estandart.

- Debido al bajo valor del CBR no es posible utilizar la capa de rodadura actual como soporte de la losa de concreto, por lo que es necesario la colocación de

una base granular de 8" (20 cm) de espesor con material del banco "Rene Meneses" que cumple con la mayoría de especificaciones técnicas contenidas en la NIC 2000.

➢ **Diseño Geométrico.**

- Se estableció el alineamiento horizontal adecuándolo al terreno existente y conforme a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras y Calles (AASHTO 2004) y Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2da Edición). Al trazar este alineamiento se encuentra que el tramo cuenta con tres secciones: la primera con una topografía ondulada (casco urbano Santo Domingo Est. 0 + 000 – 1 + 800), la segunda con una topografía montañosa (1 + 800 – 4 + 880) con un eje mucho más sinuoso, en donde se presentan en su mayoría curvas en S (inversas) y tangentes excesivamente cortas, y como tercero un terreno ondulado (4 + 880 – 7 + 000), al contrario que el anterior, con un eje menos sinuoso y con pocas tangentes cortas.

- Para lograr alcanzar la seguridad en el diseño vertical sin realizar excesivos movimientos de tierra, se optó por utilizar una velocidad de diseño de 40 km/h a partir de la Est. 1 + 800 hasta la 7 + 000.

- Se proyectó el alineamiento más direccional posible de acuerdo con la topografía, el uso de suelo y la adaptación al trazado original, siendo estos los principales condicionantes de la velocidad de proyecto y los radios de curvatura.

- La distancia de visibilidad de parada fue un parámetro a considerar en todos los casos.

- El alineamiento existente y la topografía del terreno permiten alinear la mayoría de las tangentes entre curvas inversas de hasta 10 m de longitud, pero siempre evitando los cambios bruscos de dirección, asegurando la comodidad y seguridad para el usuario.

- No existen tangentes excesivamente largas que produzcan somnolencias.

- Se determinó y trazó el alineamiento vertical acomodándolo en la superficie existente.

- En los cortes se evitó proyectar curvas en columpios.

- El alineamiento vertical se proyectó tomando en cuenta en todos los casos el Criterio de Seguridad, garantizando la mínima distancia de visibilidad de parada en todas las curvas.

- Según el análisis de capacidad, el camino operara en el nivel de servicio C hasta el horizonte del proyecto.

- Las dimensiones geométricas de la sección típica de la vía se componen de la siguiente manera: ancho de corona: 7.20m, ancho de rodamiento: 6.60m, ancho de carril: 3.30 m, ancho de hombros: 0.30m.

- Se estableció la longitud de transición para el desarrollo del peralte en cada una de las curvas horizontales.

➢ **Diseño de Pavimento.**

- El concreto utilizado para el pavimento es de resistencia a la compresión de 4,000 psi y un Módulo de Rotura de 632 psi.

- Debido al mejoramiento del suelo, el valor del módulo de reacción de la sub – rasante (k) es de 139 pci.

- El espesor de losa de concreto hidráulico a emplear es de 7 pulgadas, el cual resultó ser el más óptimo, determinando que los porcentajes de daño por fatiga y erosión resultaron ser de 33.04 % y 70.31% respectivamente, siendo estos los que más se acercaron al 100%.

- No se consideran pasajuntas en el diseño de estructura del pavimento, debido a que el porcentaje de vehículos pesados que circularan sobre la vía se estimó en menos del 25% del tráfico total proyectado.

- La transferencia de cargas en las losas se realizará mediante la trabazón de los agregados.

- Los hombros son considerados como apoyos laterales del pavimento.

- Se considera la modulación de losas debido al diseño geométrico de la vía que cuenta con dos carriles, resultando los tableros de 4.20 m de longitud y 3.30 m de ancho.

Considerando los elementos abordados en la realización de este documento, se puede concluir que se establece como un instrumento de referencia para cualquier estudiante, docente o profesional involucrado en el campo de la Ingeniería Civil.

CAPÍTULO VIII

RECOMENDACIONES



Las recomendaciones deberán ser tomadas en cuenta para la futura construcción del tramo en mención y a la vez para el desarrollo de otros diseños similares.

CAPITULO VIII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda establecer como un documento de referencia para los estudiantes de Ingeniería Civil con conocimientos o bien que cursen la materia de Diseño Geométrico de Vías para la implementación de proyectos de desarrollo.

- En curvas que presenten un peralte menor al valor del bombeo, se dejará la sección transversal igual a la sección en tangente, es decir corona normal.

- Evitar la erosión de taludes, mediante la siembra de grama mezclada con tierra vegetal y abono.

- Se recomienda el uso del Banco Rene Meneses por ser el banco más próximo al área del proyecto y por cumplir con la mayoría de las especificaciones de la NIC 2000.

- Se recomienda implementar en nuestro país la técnica de pavimentación rígida, con concreto compactado con rodillo debido a las múltiples ventajas que este presenta sobre los demás pavimentos.

- Cuando no se posea el dato del porcentaje de vehículos cargados (%Te), al momento de calcular las repeticiones esperadas para cada tipo de eje, se recomienda asumir que el 100% de ellos circulan cargados.

- Se recomienda a través de la supervisión, cumplir estrictamente con el espesor de diseño de la estructura de pavimento propuesto, así como el valor de resistencia a la compresión del concreto y las dimensiones de los elementos complementarios al diseño, para así garantizar la calidad y la seguridad durante el periodo de diseño.

- Los cortes de las juntas de la losa, se deben realizar cuando el concreto presente las condiciones de endurecimiento propicias para su ejecución y antes que se produzcan agrietamientos no controlados, por lo general de 4 a 6 horas después del colado, según las condiciones atmosféricas. La profundidad de corte a considerar equivale a 1/3 del espesor de la losa.

- Realizar diseño de mezcla de concreto compactado con rodillo (CCR) para conocer relación agua-cemento y proporción entre agregados.

- Antes de la colocación del concreto, verificar que la superficie este completamente libre de materias extrañas que pueda interferir en la adherencia.

- Se recomienda realizar mantenimiento rutinario menor del pavimento cada 3 a 5 años, esto implica sello de juntas y reparación de grietas o fisuras, y mantenimiento mayor como reemplazo de losas al 20 % de fisura.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ **American Association of State Highway and Transportation Officials. (AASHTO).** A Policy on Geometric Design of Highway and Streets 2004.
- ✓ **Agudelo Ospina, John Jairo.** Diseño Geométrico de Vías. Medellín, Colombia. 2002.
- ✓ **Banco Central de Nicaragua.** Anuario de Estadísticas Económicas.
- ✓ **Empresa Ingeniería Geotécnica de Nicaragua (INGENICA).** Documentos de Estudios de Suelos.
- ✓ **Ministerio de Transporte e Infraestructura.** Anuario de Aforos de Tránsito 2011.
- ✓ **Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008).** Manual para la Revisión de Diseño Geométrico.
- ✓ **Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008).** Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos.
- ✓ **Ministerio de Transporte e Infraestructura (2008).** Manual para la Revisión de Diseños de Pavimentos.
- ✓ **Ministerio de Transporte e Infraestructura.** Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes. NIC 2000.
- ✓ **Pavimentos de Concreto CEMEX.**
- ✓ **Rafael Cal, Rafael; y Reyes Spíndola, Mayor.** Ingeniería de Tránsito – Fundamentos y aplicaciones. 7ma. ed. México, D. F. 1994.
- ✓ **Sistema de Integración Económica Centroamericana (SIECA) (2004).** Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales, 2da Edición.
- ✓ **Software:** AutoCad Civil 3D 2012 y BS – PCA.

ANEXOS



En esta sección se presentan las diferentes tablas utilizadas para la realización del Diseño Geométrico y Estructura de Pavimento de la vía, así como alguno de los resultados de los análisis realizados.

ANEXOS A – ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.

Figura A. 1 Certificación de Ineter de Georrefenciación de puntos.



Gobierno de Reconciliación y Unidad Nacional
El Pueblo, Presidente!

2011: UNIDAD POR EL BIEN COMÚN

Managua, 13 de abril del 2011
DGGC-PMVC-257-04-11

Ingeniero
Marvin S. Arburola Huete
Gerente Técnico
INCICO
Su Despacho

Estimado Ingeniero Arburola:

Hago mención de su comunicación de fecha 07 de abril del 2011, pero recibida en esta Dirección General el 08 de abril del 2011, con la cual somete a consideración de INETER, el resultado de la observación GPS de seis puntos ubicados en el municipio de Santo Domingo, departamento de Chontales, con la finalidad que se realice la revisión técnica correspondiente y se emita la aprobación o aval establecido para este tipo de trabajo geodésico.

En atención a su solicitud, se realizó una revisión exhaustiva de la memoria de cálculo del levantamiento GPS presentado por su empresa, determinando que los puntos **GPS-1, GPS-2 SDo-LCh, GPS-3, GPS-4, GPS-5 y GPS-6,** fueron posicionados con observaciones GPS vinculadas a la Estación **BO48 (3152-IV-2)**, de la Red Geodésica Nacional. Asimismo se determinó que la posición geodésica de los puntos, fue establecida con exactitud y precisión, al igual que la transformación al plano en la proyección UTM Z-16 WGS84 de las coordenadas geodésicas observadas con GPS.

La Dirección General de Geodesia y Cartografía del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), sobre la base de las facultades que la Ley Nº 311 le confiere en el Arto. 4.2, certifica que el presente levantamiento geodésico y transformación al plano de los puntos antes indicados, ha sido hecho conforme a las especificaciones técnica vigentes. (Se anexa Informe adjunto).

Aprovecho la ocasión para expresarle las muestras de mi consideración y estima.

Atentamente,

Pedro Miguel Vargas Carvajal
Director General de Geodesia y Cartografía

Cc: Archivo / Cronológico

PODER CIUDADANO
Nicaragua Gana con Voz!

Seguimos Cambiando Nicaragua!
CRISTIANA, SOCIALISTA, SOLIDARIA!

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales
Frente hospital solidaridad. 22492757. www.ineter.gob.ni

Informe sobre la revisión de trabajos geodésicos vinculados al Sistema Nacional de Coordenadas de puntos locales de control

Persona solicitante: INCICO

Localización: Municipio de Santo Domingo, Departamento de Chontales.

Resultado de la revisión: Los puntos abajo detallados, con posición geodésica establecida con equipos GPS, referidas a la estación: **BO48 (3152-IV-2)** de la red geodésica nacional, se establecieron de conformidad con las Normas Técnicas vigentes. La posición geodésica fue determinada con la exactitud y precisión conforme a las especificaciones técnicas vigentes, al igual la transformación al plano en la proyección UTM Z-16 WGS84, de las coordenadas geodésicas observada con GPS.

Las coordenadas en la proyección UTM en el sistema WGS84 son:

ESTACIÓN	NORTE	ESTE
GPS-1	1,355,551.638	707,694.981
GPS-2 SDo-LCh	1,355,551.444	707,988.272
GPS-3	1,364,664.346	712,612.271
GPS-4	1,364,760.151	712,782.606
GPS-5	1,371,467.169	719,999.614
GPS-6	1,371,665.264	720,119.932

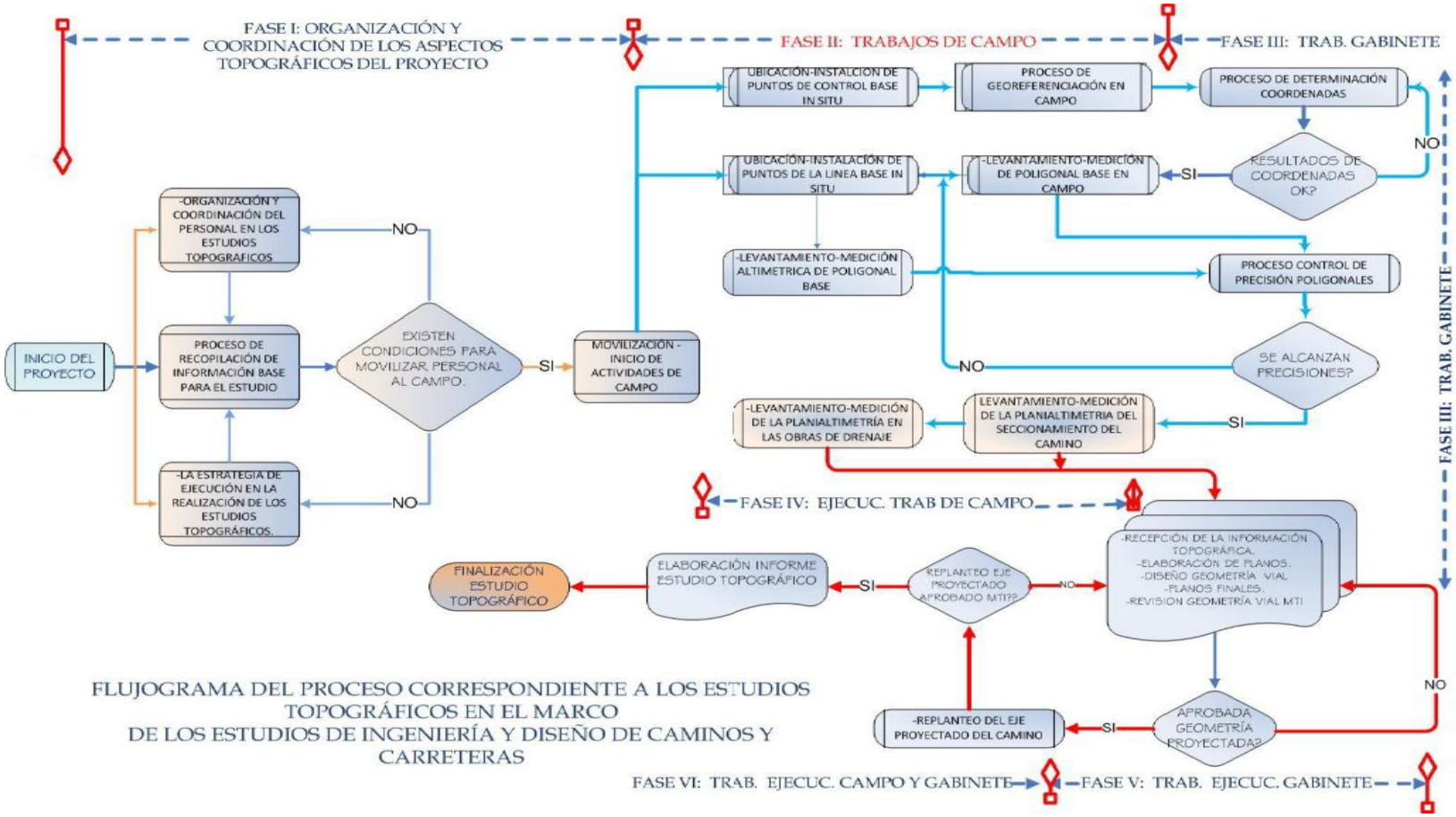
La Dirección General de Geodesia y Cartografía de INETER sobre la base de las facultades que la Ley No. 311 le confiere en el Arto. 4.2, certifica que el presente levantamiento geodésico y transformación al plano de los puntos indicados en la tabla, ha sido hecho conforme a las especificaciones técnicas vigentes.

Dirección Técnica de Geodesia y Cartografía.
12 de abril del 2011/1039

Ineter

Fuente: INETER

Figura A. 2 Flujograma para la realización de estudios topográficos, en el marco de los estudios de ingeniería y diseño de caminos y carreteras.



Fuente: Manual para la revisión de estudios topográficos, Anexo 2. Pág. 60.

ANEXOS B – ESTUDIOS DE TRÁNSITO.

Tabla B. 1 Tipología y Descripción Vehicular de Conteos de Tráfico de la Oficina de Diagnóstico y Evaluación de Pavimento.

CLASIF. VEHICULAR	TIPOS DE VEHICULOS	ESQUEMA VEHICULAR	DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA VEHICULAR
VEHICULOS DE PASAJEROS	MOTOCICLETAS		Incluye todos los tipos de Motocicleta tales como, Minimotos, Cuadraciclos,Moto Taxis, Etc. Este último fue modificado para que pudiera ser adaptado para el traslado de personas, se encuentran más en zonas Departamentales y Zonas Urbanas. Moviliza a 3 personas incluyendo al conductor.
	AUTOMOVILES		Se consideran todos los tipos de automóviles de cuatro y dos puertas, entre los que podemos mencionar, vehículos cope y station wagon.
	JEEP		Se consideran todos los tipos de vehículos conocidos como 4*4. En diferentes tipos de marcas, tales como TOYOTA, LAND ROVER, JEEP, ETC.
	CAMIONETA		Son todos aquellos tipos de vehículos con tinas en la parte trasera, incluyendo las que transportan pasajeros y aquellas que por su diseño están diseñadas a trabajos de carga.
	MICROBUS		Se consideran todos aquellos microbuses, que su capacidad es menor o igual a 14 pasajeros sentados.
	MINIBUS		Son todos aquellos con una capacidad de 15 a 30 pasajeros sentados.
	BUS		Se consideran todos los tipos de buses, para el transporte de pasajeros con una capacidad mayor de 30 personas sentadas.
VEHICULOS DE CARGA	LIVIANO DE CARGA		Se consideran todos aquellos vehículos, cuyo peso máximo es de 4 toneladas o menores a ellas.
	CAMIÓN DE CARGA C2 - C3		Son todos aquellos camiones tipos C2 (2 Ejes) y C3 (3 Ejes), con un peso mayor de 5 toneladas. Tambien se incluyen las fugonetas de carga liviana.
	CAMIÓN DE CARGA PESADA Tx-Sx=<4		Camiones de Carga Pesada, son vehículos diseñados para el transporte de mercancía liviana y pesada y son del tipo Tx-Sx=<4.
	Tx-Sx>=5		Este tipo de camiones son considerados combinaciones Tractor Camión y semi - Remolque, que sea igual o mayor que 5 ejes.
	Cx-Rx=<4		Camión Combinado, son combinaciones camión remolque que sea menor o igual a 4 ejes y están clasificados como Cx-Rx=<4
	Cx-Rx>=5		Son combinaciones iguales que las anteriores pero iguales o mayores cantidades a 5 ejes.
EQUIPO PESADO	VEHICULOS AGRÍCOLAS		Son vehículos provistos con llantas especiales de hule, de gran tamaño. Muchos de estos vehículos poseen arados u otros tipos de equipos, con los cuales realizar las actividades agrícolas. Existen de diferentes tipos **(Tractores - Arados - Cocechadoras)**
	VEHICULOS DE CONSTRUCCIÓN		Generalmente estos tipos de vehículos se utilizan en la construcción de obras civiles. Pueden ser de diferentes tipos, **Motoniveladoras, retroexcavadoras, Recuperador de Caminos/Mezclador, Pavimentadora de Asfalto, Tractor de Cadenas, Cargador de Ruedas y Compactadoras.**
OTROS	REMOLQUES Y/O TRAILERS		Se incluye remolques o trailers pequeños halados por cualquier clase de vehículo automotor, tambien se incluyen los halados por tracción animal (Semovientes).

Fuente: Anuario de Aforos de tráfico 2011.

Tabla B. 2 Clasificación funcional de la red vial de Nicaragua.

Item	CRITERIOS	I	II	III	IV	V	VI
		TRONCALES		COLECTORES		VECINALES	TROCHAS Y VEREDAS
		PRINCIPALES	SECUNDARIOS	PRINCIPALES	SECUNDARIOS		
A	Importancia en la red vial a nivel de la región Centroamericana	1) Parte de la red vial de Centroamérica					
B	Importancia en la Red Vial a nivel Nacional de Nicaragua	2) Conectan cabeceras departamentales o centros urbanos con más de 50 mil habitantes	1) Conectan centros cabeceras Departamentales (o centros económicos importantes) 2) Dan acceso a puestos de fronteras 3) Se usan como conexión entre dos caminos Principales Troncales				
C	Importancia en la Red Vial a nivel Regional de Nicaragua			1) Conectan una o varias Cabeceras Municipales con un número total de más de 10 mil habitantes a la red nacional 2) Conectan una zona con un número total de más de 10 mil habitantes a la red nacional 3) Se usa como conexión entre dos caminos troncales secundarios	1) Conectan una zona o un municipio a la red nacional 2) Conectan una zona o un municipio con más de 5 mil habitantes a la red nacional		
D	Importancia en la red vial a nivel municipal de Nicaragua				3) Caminos de alta importancia para la municipalidad y un nivel de TPDA mayor de 50	1) Incluido en actual Inventario Vial del MTI y que no cumplen con algunos de los criterios anteriores	1) No incluido en actual Inventario Vial
E	Flujo de Tráfico TPDA	3) Mayor de 1000 veh/día	4) Mayor de 500 veh/día	4) Mayor de 250 veh/día	4) Mayor de 50 veh/día	2) Menor de 50 veh/día	

Fuente: Manual para la revisión de estudios de tránsito, pág. 19.

Tabla B. 3 Estación de corta duración: 2303, Tramo: “La Libertad - Santo Domingo”. Estación asociada a la de mayor cobertura 700.

Camino: NIC-23B	Estación: 2302	Tramo: La Libertad - Santo Domingo					Periodo L	Dias: 2	Horas:	Mes/Año agosto	2011	Km: 190.625					
Grupos	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Cam.	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 t.	C2 5+ t.	C3	Tx-Sx <=4 e.	Tx-Sx >=5 e.	Cx-Rx <=4 e.	Cx-Rx >=5 e.	V.A.	V.C.	Otros	
	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	
TP(D)	88		15	97	1	2	17	17	32	7		1				1		275
Factor Dia	1.23	1.35	1.33	1.35	1.24	1.24	1.33	1.43	1.66	1.72	1.56	1.81	1.00	1.50	1.00	1.00	1.63	
Factor Semana	0.96	1.03	0.97	0.93	1.03	1.18	0.98	0.91	0.89	0.86	1.00	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03	
Factor Expansión	0.95	0.98	0.83	0.95	0.98	0.78	0.95	0.89	1.03	0.97	1.00	0.92	1.00	1.00	1.00	1.00	1.27	
TPDA May-Ago	98		16	116	1	2	20	19	49	10		1				1		**333**
% TPDA	29.43		4.80	34.83	0.30	0.60	6.01	5.71	14.71	3.00		0.30				0.30		100.00
% Vehiculos Livianos				69.97%				% Vehiculos Pesados				30.03%						100.00%

Fuente: Anuario de aforos de Tráfico 2011, pág. 202.

Tabla B. 4 Estación de mayor cobertura: 700, Empalme: "Camoapa – Tecolostote". Conteos realizados en los meses de Marzo, Junio y Octubre.

Conteo1

Camino:	Nic-7	Estación:	700	Tramo:	Emp. Camoapa - Tecolostote.	Periodo	S	Dias:	7	Horas:		Mes/Año	Marzo	2011	Km:	95.430

Grupos	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Cam.	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 t.	C2 5+ t.	C3	Tx-Sx <=4 e.	Tx-Sx >=5 e.	Cx-Rx <=4 e.	Cx-Rx >=5 e.	V.A.	V.C.	Otros	
	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	
TP(D)	136	325	149	604	40	4	137	199	320	41	3	144					3	2104
Factor Dia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Semana	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Ajuste	1.13	1.07	1.13	1.05	1.34	1.54	1.09	1.12	1.05	1.05	0.78	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	
TPDA Ene-Abr	155	348	169	637	53	6	150	221	336	43	2	158					5	**2283**
% TPDA	6.79	15.24	7.40	27.90	2.32	0.26	6.57	9.68	14.72	1.88	0.09	6.92					0.22	100.00
% Vehiculos Livianos				59.92%				% Vehiculos Pesados					39.86%				0.22%	100.00%

Conteo2

Camino:	Nic-7	Estación:	700	Tramo:	Emp. Camoapa - Tecolostote.	Periodo	S	Dias:	7	Horas:		Mes/Año	junio	2011	Km:	95.430

Grupos	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Cam.	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 t.	C2 5+ t.	C3	Tx-Sx <=4 e.	Tx-Sx >=5 e.	Cx-Rx <=4 e.	Cx-Rx >=5 e.	V.A.	V.C.	Otros	
	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	
TP(D)	162	354	203	672	55	7	158	249	326	44	2	172		0		0	4	2408
Factor Dia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Semana	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Ajuste	0.95	0.98	0.83	0.95	0.98	0.78	0.95	0.89	1.03	0.97	1.00	0.92	1.00	1.00	1.00	1.00	1.27	
TPDA May-Ago	155	348	169	637	53	6	150	221	336	43	2	158					5	**2283**
% TPDA	6.79	15.24	7.40	27.90	2.32	0.26	6.57	9.68	14.72	1.88	0.09	6.92					0.22	100.00
% Vehiculos Livianos				59.92%				% Vehiculos Pesados					39.86%				0.22%	100.00%

Conteo3																		
Camino: Nic-7	Estación: 700	Tramo: Emp. Camoapa - Tecolostote.					Periodo S	Dias: 7	Horas:	Mes/Año Octubre	2011	Km: 95.430						
Grupos	Motos	Vehículos de Pasajeros						Vehículos de Carga							Equipo Pesado			Total
		Autos	Jeep	Cam.	McBus <15 s.	MnBus 15-30 s	Bus 30+ s.	Liv. 2-5 t.	C2 5+ t.	C3	Tx-Sx <=4 e.	Tx-Sx >=5 e.	Cx-Rx <=4 e.	Cx-Rx >=5 e.	V.A.	V.C.	Otros	
	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	
TP(D)	166	365	154	636	66	6	154	217	363	44	1	157			0		7	2336
Factor Dia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Semana	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Factor Ajuste	0.93	0.95	1.10	1.00	0.81	0.93	0.97	1.02	0.93	0.98	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.65	
TPDA Sep-Dic	155	348	169	637	53	6	150	221	336	43	2	158					5	**2283**
% TPDA	6.79	15.24	7.40	27.90	2.32	0.26	6.57	9.68	14.72	1.88	0.09	6.92					0.22	100.00
% Vehiculos Livianos	59.92%						% Vehiculos Pesados	39.86%									0.22%	100.00%

Fuente: Anuario de aforos de Tráfico 2011, pág. 185, 186, 187.

Tabla B. 5 Resultados de Conteo y Clasificación Vehicular en la Estación de Control (12 hrs).

DÍA	VEHÍCULOS LIVIANOS				PESADOS DE PASAJEROS			PESADOS DE CARGA				VEH. PESADOS		OTROS	TOTAL (VPD)
	MOTOS	AUTOS	JEEP	CTA	MBUS	MB > 15 P	BUS	LIV. C2	C2	C3	T3-S2	VEH. CONS.	VEH. AGRIC		
Viernes	30	0	13	27	0	1	10	11	18	6	0	0	0	0	116
Sábado	28	0	8	30	0	0	9	21	25	12	0	0	0	0	133
Domingo	21	0	10	50	2	0	6	9	48	7	0	0	0	0	153
Lunes	32	0	7	39	0	0	8	15	34	4	0	0	0	0	139
Martes	28	1	4	31	0	0	10	10	33	8	0	0	0	0	125
Total	139	1	42	177	2	1	43	66	158	37	0	0	0	0	666
TPD (vpd)	28	0	8	35	0	0	9	13	32	7	0	0	0	0	133
Porc. por Tipo de Vehículo	21	0	6	26	0	0	6.77	9.77	24	5.26	0	0	0	0	100
	VL = 53.8%				PP = 6.8%			PC = 39.03%							

CTA: Camionetas Pick Ups, **MBUS**: Micro Bus, **MB > 15P**: Micro bus con más de 15 pasajeros.

VL = Vehículos Livianos, **PP** = Pesados de Pasajeros, **PC** = Pesados de carga.

***Fuente**:* Aforo realizado por la empresa "Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores" – EDICO.

Gráfico B. 1 Tercer Informe de Coyuntura Económica 2013 – FUNIDES.



Fuente: BCN

Tabla B. 6 Proyecciones de la Población Nacional (2002 – 2011).

AÑO	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
POBLACIÓN NACIONAL (2002 - 2011)	5023,818	5128,517	5359,759	5465,100	5570,129	5675,359	5785,846	5891,199	5995,928	5666,301

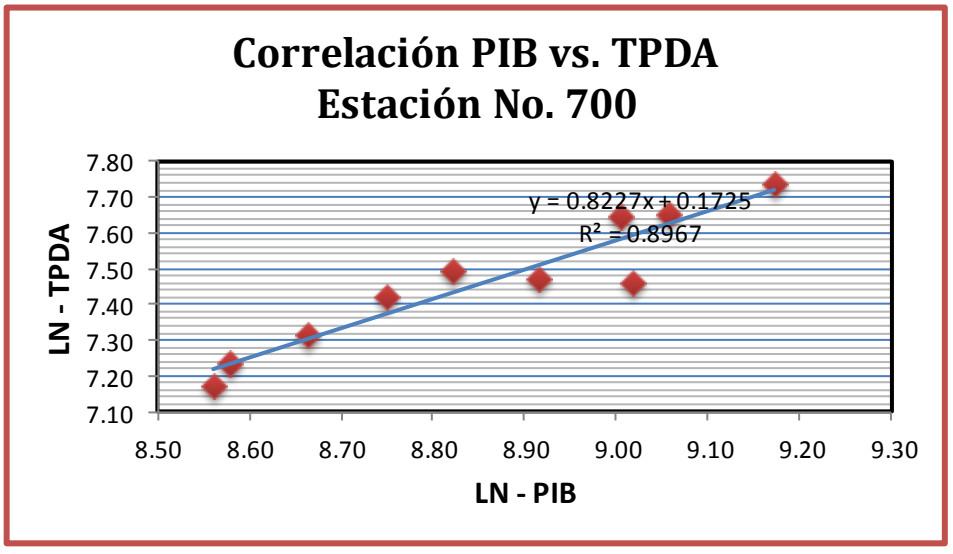
Fuente: Documento Cifras VIII Censo Nacional 2009, INEC

Tabla B. 7 Correlación PIB vs TPDA, estación No 700.

AÑO	PIB (M - C$)	TPDA Estación Nº 700 (vpd)	LN PIB	LN TPDA
2002	5,224	1,298	8.56	7.17
2003	5,322	1,381	8.58	7.23
2004	5,796	1,501	8.66	7.31
2005	6,323	1,664	8.75	7.42
2006	6,786	1,794	8.82	7.49
2007	7,447	1,756	8.92	7.47
2008	8,254	1,737	9.02	7.46
2009	8,156	2,091	9.01	7.65
2010	8,586	2,097	9.06	7.65
2011	9,636	2,283	9.17	7.73

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Gráfico B. 2 Curva de Regresión de Correlación PIB – TPDA.



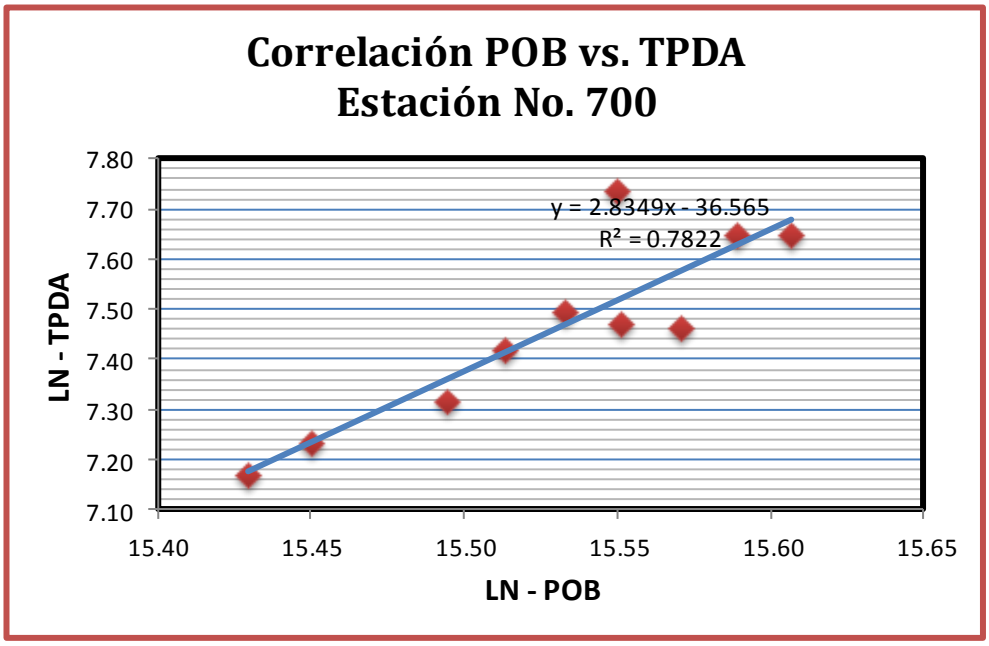
Fuente: Elaboración propia del Autor.

Tabla B. 8 Correlación POB vs TPDA estación No 700.

AÑO	Población (Miles)	TPDA (vpd)	LN POB	LN TPDA
2002	5023,818	1,298	15.43	7.17
2003	5128,517	1,381	15.45	7.23
2004	5359,759	1,501	15.49	7.31
2005	5465,100	1,664	15.51	7.42
2006	5570,129	1,794	15.53	7.49
2007	5675,359	1,756	15.55	7.47
2008	5785,846	1,737	15.57	7.46
2009	5891,199	2,091	15.59	7.65
2010	5995,928	2,097	15.61	7.65
2011	5666,301	2,283	15.55	7.73

Fuente: Elaboración propia del Autor.

Gráfico B. 3 Curva de Regresión de correlación POB -TPDA.



Fuente: Elaboración propia del Autor.

Tabla B. 9 Proyecciones de la Producción Agrícola y Ganadera (Producción sin Proyecto y Producción con Proyecto).

AÑO	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA			PRODUCCIÓN DE LECHE			PRODUCCIÓN DE CARNE			Total Producción T.M. Netas
	Total TM S/Proyecto	Total TM C/Proyecto	Producción TM Neta	Total TM S/Proyecto	Total TM C/Proyecto	Producción TM Neta	Total TM S/Proyecto	Total TM C/Proyecto	Producción TM Neta	
2014	6,302.00	6,878.00	576.00	446.30	808.70	362.40	432.60	464.80	32.20	970.60
2015	6,366.00	7,084.00	718.00	578.20	669.40	91.20	452.20	489.30	37.10	846.30
2016	6,429.00	7,297.00	868.00	673.80	868.30	194.50	466.70	508.10	41.40	1,103.90
2017	6,494.00	7,516.00	1,022.00	756.20	1,015.60	259.40	483.50	566.50	83.00	1,364.40
2018	6,559.00	7,741.00	1,182.00	837.00	1,431.70	594.70	496.90	587.00	90.10	1,866.80
2019	6,624.00	7,963.00	1,339.00	922.90	1,573.80	650.90	511.00	610.60	99.60	2,089.50
2020	6,690.00	8,213.00	1,523.00	1,016.00	1,743.90	727.90	526.30	637.30	111.00	2,361.90
2021	6,757.00	8,459.00	1,702.00	1,117.70	1,937.30	819.60	548.80	675.80	127.00	2,648.60
2022	6,825.00	8,713.00	1,888.00	1,229.30	2,153.80	924.50	567.70	710.50	142.80	2,955.30
2023	6,893.00	8,974.00	2,081.00	1,354.20	2,674.20	1,320.00	588.80	750.00	161.20	3,562.20
2024	6,962.00	9,243.00	2,281.00	1,492.90	3,582.80	2,089.90	612.30	873.60	261.30	4,632.20
2025	7,032.00	9,521.00	2,489.00	1,646.10	3,955.50	2,309.40	638.20	927.20	289.00	5,087.40
2026	7,102.00	9,806.00	2,704.00	1,815.30	4,422.10	2,606.80	666.80	893.20	226.40	5,537.20
2027	7,173.00	10,100.00	2,927.00	2,001.90	4,957.00	2,955.10	698.30	1,068.60	370.30	6,252.40
2028	7,245.00	10,404.00	3,159.00	2,207.80	5,551.84	3,344.04	733.10	1,153.60	420.50	6,923.54
2029	7,317.45	10,716.12	3,398.67	2,229.88	6,218.06	3,988.18	762.42	1,234.35	471.93	7,858.78
2030	7,390.62	11,037.60	3,646.98	2,252.18	6,964.23	4,712.05	792.92	1,320.76	527.84	8,886.87
2031	7,464.53	11,368.73	3,904.20	2,274.70	7,799.94	5,525.24	824.64	1,413.21	588.57	10,018.01
2032	7,539.18	11,709.79	4,170.62	2,297.45	8,735.93	6,438.48	857.62	1,512.13	654.51	11,263.61
2033	7,614.57	12,061.09	4,446.52	2,320.42	9,784.24	7,463.82	891.93	1,617.98	726.06	12,636.39

Fuente: Estudio de Factibilidad Económica; Proyecto Diseño para el Mejoramiento de la Carretera Santo Domingo - Los Chinamos.

TM: Toneladas Métricas

ANEXOS C – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

Tabla C. 1 Clasificación de los suelos según el sistema AASHTO.

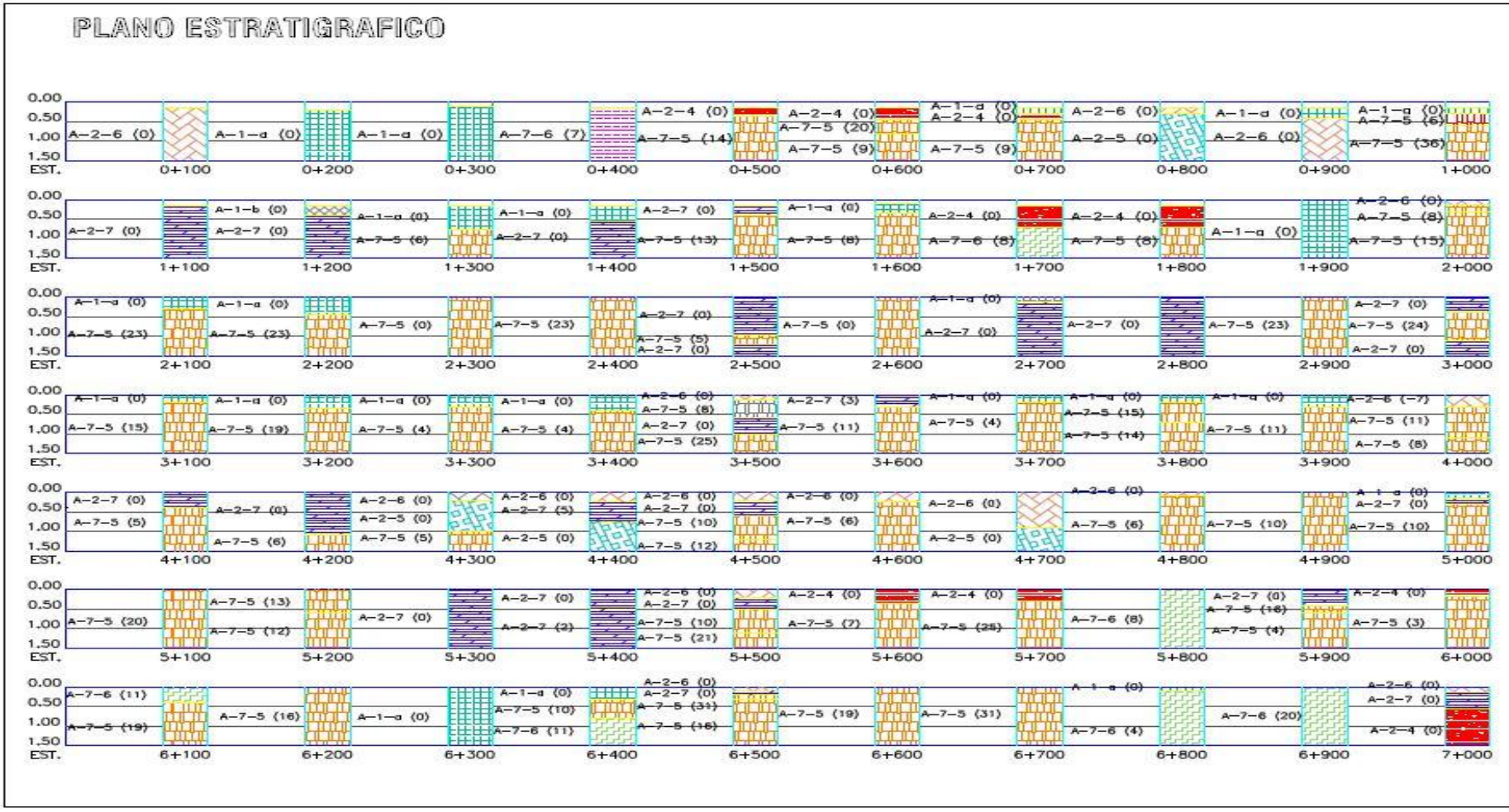
Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
Clasificación de grupo	A-1		A-3[A]	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)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

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

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

Fuente: Manual Para la Revisión de Diseños de Pavimentos. MTI. Página 50.

Figura C. 1 Plano Estratigráfico del suelo.



***Fuente**:* Informe geotécnico de INGENICA (Ingeniería Geotécnica de Nicaragua)

Tabla C. 2 Resultados de Ensayos de Suelos realizados por INGENICA (Ingeniería Geotécnica de Nicaragua)

CLASIFICACIÓN Y HUMEDAD EN MATERIALES DE LA PLATAFORMA DEL CAMINO.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
1	0 + 100	15	150	Grava limosa con arena		100	92	78	72	57	47	38	27	18	37	11	A-2-6	0	13.20
2	0 + 200	20	150	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	95	82	74	65	43	35	27	16	11	39	4	A-1-a	0	14.70
3	0 + 300	10	150	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	95	82	74	65	43	35	27	16	11	39	4	A-1-a	0	19.30
4	0 + 400	15	150	Grava arcillosa con arena		100	96	95	94	83	62	61	55	47	49	22	A-7-6	7	28.70
5	0 + 500	15	345	Grava limosa con arena	100	88	80	71	67	58	47	37	26	20	34	10	A-2-4	0	12.00
	0 + 500	35	110	Limo con arena							100	95	89	83	48	13	A-7-5	14	27.60
	0 + 500	110	150	Limo con arena							100	95	89	83	48	13	A-7-5	14	39.00
6	0 + 600	15	45	Grava limosa con arena	100	93	93	85	82	66	47	44	37	28	34	10	A-2-4	0	21.60
	0 + 600	45	80	Limo elastico							100	99	96	89	55	17	A-7-5	20	35.90
	0 + 600	80	150	Limo Elastico gravoso					100	85	69	63	61	57	55	18	A-7-5	9	39.60
7	0 + 700	15	30	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	96	93	85	79	64	53	32	15	10	23	4	A-1-a	0	11.00
	0 + 700	30	45	Grava limosa con arena	100	93	93	85	82	66	47	44	37	28	34	10	A-2-4	0	29.50
	0 + 700	45	150	Limo Elastico gravoso					100	85	69	63	61	57	55	18	A-7-5	9	39.10
8	0 + 800	15	30	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	83	75	62	56	38	25	17	9	6	32	13	A-2-6	0	9.60
	0 + 800	30	150	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	96	92	81	70	43	32	21	14	10	44	8	A-2-5	0	27.20
9	0 + 900	15	40	Grava pobremente graduada arcillo limosa con arena	100	99	96	83	75	55	44	25	14	9	24	4	A-1-a	0	12.10
	0 + 900	40	150	Grava arcillosa con arena	100	75	73	67	63	53	36	32	26	17	38	14	A-2-6	0	28.40
10	1 + 000	15	30	Grava pobremente graduada arcillo limosa con arena	100	91	79	65	55	40	29	23	14	9	24	6	A-1-a	0	3.70
	1 + 000	30	60	Grava limosa	100	85	80	76	72	55	48	46	40	38	65	32	A-7-5	6	37.70
	1 + 000	60	150	Limo elastico								100	99	97	70	28	A-7-5	36	38.50
11	1 + 100	15	150	Grava limosa con arena	100	88	88	81	76	58	41	37	27	19	47	18	A-2-7	0	16.20
12	1 + 200	15	40	Arena limosa con grava	100	95	90	81	76	66	59	51	33	14		NP	A-1-b	0	13.50
	1 + 200	40	150	Grava limosa con arena	100	100	99	92	83	57	44	39	33	27	41	15	A-2-7	0	23.60
13	1 + 300	15	75	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	92	85	75	69	52	44	30	19	10	25	5	A-1-a	0	9.60
	1 + 300	75	150	Arena limosa							100	87	62	44	54	21	A-7-5	6	35.50
14	1 + 400	15	55	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	92	85	75	69	52	44	30	19	10	25	5	A-1-a	0	23.60
	1 + 400	55	150	Grava limosa con arena		100	99	92	83	57	44	39	33	27	41	15	A-2-7	0	29.00
15	1 + 500	15	40	Grava limosa	100	75	68	54	49	39	29	25	20	16	46	18	A-2-7	0	17.00
	1 + 500	40	80	Limo elastico con arena							100	96	86	79	55	12	A-7-5	13	30.70
	1 + 500	80	150	Limo con arena						100	90	85	80	78	47	14	A-7-5	13	18.70
16	1 + 600	10	35	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	92	85	75	69	52	44	30	19	10	25	5	A-1-a	0	12.40
	1 + 600	35	150	Limo arenoso							100	97	81	67	45	11	A-7-5	8	31.10

Continuación de la Tabla anterior.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
17	1 + 700	15	70	Grava limosa con arena	94	85	72	65	58	41	19	23	17	14	35	8	A-2-4	0	14.80
	1 + 700	70	150	Arcilla baja gravosa con arena	100	90	90	85	84	80	72	69	63	55	45	19	A-7-6	8	25.50
18	1 + 800	15	70	Grava limosa con arena	94	85	72	65	58	41	29	23	17	14	35	8	A-2-4	0	15.50
	1 + 800	70	150	Limo arenoso							100	97	81	67	45	11	A-7-5	8	32.70
19	1 + 900	0	40	Grava bien graduada	100	73	62	49	39	24	14	11	5	3	28	6	A-1-a	0	7.80
	1 + 900	40	150	Grava pobremente graduada con limos y arena	100	95	84	63	56	38	24	21	14	8	26	2	A-1-a	0	8.10
20	2 + 000	0	12	Grava pobremente graduada con arcilla	100	83	74	58	47	29	17	13	10	7	32	13	A-2-6	0	6.80
	2 + 000	12	30	Limo elastico gravoso con arena			100	97	94	87	72	66	59	53	51	18	A-7-5	8	15.50
	2 + 000	30	150	Limo elastico gravoso con arena		100	95	93	91	89	82	72	62	66	56	22	A-7-5	15	29.70
21	2 + 100	0	30	Grava bien graduada	100	73	62	49	39	24	14	11	5	3	28	6	A-1-a	0	6.60
	2 + 100	30	150	Limo elastico con arena							100	100	93	83	66	21	A-7-5	23	35.00
22	2 + 200	0	45	Grava bien graduada	100	73	62	49	39	24	14	11	5	3	28	6	A-1-a	0	6.30
	2 + 200	45	150	Limo elastico con arena								100	93	83	66	21	A-7-5	23	45.70
23	2 + 300	0	150	Grava limosa	100	98	95	89	77	47	26	25	22	21	54	17	A-7-5	0	25.50
24	2 + 400	0	150	Limo elastico con arena							100	100	93	83	66	21	A-7-5	23	40.20
25	2 + 500	0	95	Grava limosa con arena		100	85	72	66	57	46	41	36	22	58	23	A-2-7	0	26.50
	2 + 500	95	120	Grava limosa con arena		100	93	79	79	69	61	53	47	45	52	17	A-7-5	5	30.10
	2 + 500	120	150	Grava limosa con arena		100	85	72	66	57	46	41	36	22	58	23	A-2-7	0	25.30
26	2 + 600	0	150	Grava limosa	100	98	98	95	93	80	49	48	45	42	63	22	A-7-5	6	24.10
27	2 + 700	0	10	Grava bien graduada	100	73	62	49	39	24	14	11	5	3	28	6	A-1-a	0	6.50
	2 + 700	10	150	Grava limosa	100	98	96	89	83	59	35	32	27	24	51	17	A-2-7	0	24.90
28	2 + 800	0	150	Grava limosa	100	94	82	66	60	39	24	23	20	19	53	15	A-2-7	0	24.50
29	2 + 900	0	150	Limo elastico con arena								100	93	83	66	21	A-7-5	23	29.60
30	3 + 000	0	15	Grava pobremente graduada con limos	73	60	52	35	30	19	13	10	8	7	47	13	A-2-7	0	12.40
	3 + 000	15	40	Grava pobremente graduada con limos	73	60	52	35	30	19	13	10	8	7	47	13	A-2-7	0	17.80
	3 + 000	40	110	Limo elastico							100	98	96	93	59	19	A-7-5	24	20.40
	3 + 000	110	150	Grava limosa con arena	100	91	91	91	79	55	42	33	24	19	51	11	A-2-7	0	36.20
31	3 + 100	0	20	Grava pobremente graduada con arcilla	100	93	89	73	65	39	21	18	17	7	26	6	A-1-a	0	8.00
	3 + 100	20	150	Grava limosa					100	79	52	52	48	44	87	48	A-7-5	15	43.60
32	3 + 200	0	35	Grava pobremente graduada con arcilla	100	93	89	73	65	39	21	18	17	7	26	6	A-1-a	0	10.40

Continuación de la Tabla anterior.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
	3 + 200	35	150	Limo elastico gravoso					100	95	66	66	65	64	72	28	A-7-5	19	45.40
33	3 + 300	0	30	Grava pobremente graduada con arcilla	100	93	89	73	65	39	21	18	17	7	26	6	A-1-a	0	9.30
	3 + 300	30	150	Grava limosa		100	97	96	95	71	44	43	42	39	59	22	A-7-5	4	42.80
34	3 + 400	0	40	Grava pobremente graduada con arcilla	100	81	70	50	44	28	18	16	11	7	21	3	A-1-a	0	9.20
	3 + 400	40	150	Grava limosa		100	97	96	95	71	44	43	42	39	59	22	A-7-5	4	35.40
35	3 + 500	0	12	Grava pobremente graduada	100	71	59	46	35	21	13	9	6	4	36	14	A-2-6	0	6.70
	3 + 500	12	60	Grava limosa	100	89	89	87	81	51	50	47	45	43	68	30	A-7-5	8	21.70
	3 + 500	60	100	Grava limosa	79	62	55	53	50	47	33	32	30	29	58	16	A-2-7	0	13.80
	3 + 500	100	150	Limo elastico con arena							100	98	93	84	68	22	A-7-5	25	29.90
36	3 + 600	0	30	Grava arcillosa		100	96	94	91	71	44	41	38	34	57	29	A-2-7	3	21.00
	3 + 600	30	150	Limo elastico gravoso				100	99	85	63	63	62	59	64	24	A-7-5	14	36.10
37	3 + 700	0	20	Grava pobremente graduada con arcilla	100	81	70	50	44	28	18	16	11	7	21	3	a-1-A	0	7.30
	3 + 700	20	150	Grava limosa		100	97	96	95	71	44	43	42	39	59	22	A-7-5	4	35.30
38	3 + 800	0	20	Grava pobremente graduada con arcilla	100	81	70	50	44	28	18	16	11	7	21	3	A-1-a	0	10.10
	3 + 800	20	70	Grava limosa					100	79	52	52	48	44	87	48	A-7-5	15	37.20
	3 + 800	70	150	Limo elastico gravoso				100	99	85	63	63	62	59	64	24	A-7-5	14	38.80
39	3 + 900	0	30	Grava pobremente graduada con arcilla	100	81	70	50	44	28	18	16	11	7	21	3	A-1-a	0	5.70
	3 + 900	30	150	Limo elastico gravoso				100	99	85	63	63	62	59	64	24	A-7-5	14	42.30
40	4 + 000	0	15	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	91	85	70	60	45	30	25	10	8	42	23	A-2-6	-7	8.10
	4 + 000	15	30	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	91	85	70	60	45	30	25	10	8	42	23	A-2-6	-7	13.20
	4 + 000	30	110	Limo elastico gravoso			100	97	95	84	64	62	59	51	67	27	A-7-5	11	28.10
	4 + 000	110	150	Grava limosa	100	89	89	87	81	51	50	47	45	43	68	30	A-7-5	8	41.60
41	4 + 100	0	40	Grava limosa	100	94	89	81	77	57	35	32	29	26	53	21	A-2-7	0	25.30
	4 + 100	40	70	Grava limosa			100	99	97	75	47	45	43	41	60	22	A-7-5	5	37.90
	4 + 100	70	150	Grava limosa			100	99	97	75	47	45	43	41	60	22	A-7-5	5	38.80
42	4 + 200	0	35	Grava limosa	100	98	91	76	65	40	27	23	18	14	44	14	A-2-7	0	15.80
	4 + 200	35	110	Grava arcillosa con arena			100	97	94	84	57	46	35	24	62	34	A-2-7	0	24.60
	4 + 200	110	150	Limo gravoso con arena					100	95	71	67	61	52	46	16	A-7-5	6	29.50
43	4 + 300	0	20	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	95	92	84	66	56	34	21	19	15	11	31	11	A-2-6	0	6.60
	4 + 300	20	100	Grava limosa con arena	100	95	90	78	70	54	42	38	30	23	48	7	A-2-5	0	34.10

Continuación de la Tabla anterior.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
	4 + 300	100	150	Grava limosa			100	99	97	75	47	45	43	41	60	22	A-7-5	5	46.50
44	4 + 400	0	10	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	95	87	76	67	44	28	23	16	11	37	14	A-2-6	0	7.90
	4 + 400	10	25	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	95	87	76	67	44	28	23	16	11	37	14	A-2-6	0	11.70
	4 + 400	25	75	Grava arcillosa con arena			100	97	94	84	57	46	35	24	62	34	A-2-7	0	35.10
	4 + 400	75	150	Grava limosa		100	97	95	91	79	57	56	53	48	53	13	A-7-5	4	33.70
45	4 + 500	0	20	Grava pobremente graduada con arcilla	100	84	69	51	37	17	10	8	6	5	36	13	A-2-6	0	5.20
	4 + 500	20	60	Grava pobremente graduada con limos		100	99	76	59	33	22	17	13	11	45	15	A-2-7	0	8.90
	4 + 500	60	120	Limo elastico arenoso con grava			100	97	94	88	85	79	74	56	57	20	A-7-5	10	35.90
	4 + 500	120	150	Limo elastico con arena							100	97	88	73	54	13	A-7-5	12	44.00
46	4 + 600	0	25	Grava pobremente graduada con arcilla y arena			100	90	71	64	47	31	20	12	31	12	A-2-6	0	10.90
	4 + 600	25	75	Grava limosa	100	98	98	92	90	74	51	49	47	43	56	23	A-7-5	6	32.50
	4 + 600	75	90	Grava limosa	100	98	98	92	90	74	51	49	47	43	56	23	A-7-5	6	22.70
	4 + 600	90	150	Grava limosa	100	98	98	92	90	74	51	49	47	43	56	23	A-7-5	6	31.50
47	4 + 700	0	90	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	76	67	57	53	39	27	23	17	12	35	11	A-2-6	0	11.70
	4 + 700	90	150	Grava limosa con arena	100	95	90	78	70	54	42	38	30	23	48	7	A-2-5	0	31.70
48	4 + 800	0	10	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	95	92	84	66	56	34	21	19	15	11	31	11	A-2-6	0	9.00
	4 + 800	10	60	Limo elastico					100	99	92	92	91	89	68	30	A-7-5	33	30.50
	4 + 800	60	150	Limo elastico					100	99	92	92	91	89	68	30	A-7-5	33	30.60
49	4 + 900	0	150	Limo elastico con arena						100	90	82	77	74	51	10	A-7-5	10	33.10
50	5 + 000	0	15	Grava pobremente graduada con arena	100	77	69	56	47	36	28	20	9	4	25	6	A-1-a	0	13.70
	5 + 000	15	30	Grava limosa	85	73	50	39	31	24	20	17	16	15	49	20	A-2-7	0	28.30
	5 + 000	30	150	Limo elastico							100	99	98	96	59	22	A-7-5	28	33.90
51	5 + 100	0	50	Arcilla alta gravosa				100	99	93	80	79	76	70	58	28	A-7-5	20	23.00
	5 + 100	50	150	Arcilla alta gravosa				100	99	93	80	79	76	70	58	28	A-7-5	20	30.80
52	5 + 200	0	60	Limo elastico gravoso				100	98	87	75	74	72	68	51	18	A-7-5	13	32.70
	5 + 200	60	150	Limo elastico gravoso			100	99	98	89	61	60	57	53	58	27	A-7-5	12	32.70
53	5 + 300	0	40	Grava limosa		100	99	94	90	64	40	38	35	32	50	16	A-2-7	0	21.10
	5 + 300	40	150	Grava limosa		100	99	94	90	64	40	38	35	32	50	16	A-2-7	0	22.40
54	5 + 400	0	45	Grava limosa		100	99	94	90	64	40	38	35	32	50	16	A-2-7	0	8.90
	5 + 400	45	150	Grava limosa		100	95	92	87	61	38	37	35	33	54	23	A-2-7	2	28.80

Continuación de la Tabla anterior.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
55	5 + 500	0	20	Grava pobremente graduada	87	74	60	39	33	18	10	7	5	4	31	13	A-2-6	0	3.90
	5 + 500	20	50	Grava limosa	85	73	50	39	31	24	20	17	16	15	49	20	A-2-7	0	18.00
	5 + 500	50	110	Limo elastico arenoso con grava			100	97	94	88	85	79	74	56	57	20	A-7-5	10	34.60
	5 + 500	110	150	Limo elastico							100	98	93	86	56	20	A-7-5	21	39.00
56	5 + 600	0	35	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	98	92	80	66	40	29	26	17	12	24	8	A-2-4	0	9.50
	5 + 600	35	150	Arena limosa con grava					100	99	79	74	54	44	60	24	A-7-5	7	25.40
57	5 + 700	0	30	Grava bien graduada	100	84	69	53	45	25	13	9	6	4	30	9	A-2-4	0	12.80
	5 + 700	30	150	Arcilla alta gravosa						100	67	67	67	64	72	40	A-7-5	25	32.50
58	5 + 800	0	150	Grava arcillosa					100	71	43	43	43	42	61	33	A-7-6	8	23.80
59	5 + 900	0	40	Grava pobremente graduada con arcilla	89	81	62	52	46	27	14	13	12	11	59	30	A-2-7	0	27.50
	5 + 900	40	60	Limo elastico gravoso			100	99	98	90	56	56	55	54	71	35	A-7-5	16	34.30
	5 + 900	60	150	Grava limosa	100	94	89	87	85	64	41	40	38	36	60	25	A-7-5	4	18.50
60	6 + 000	0	18	Grava pobremente graduada con arcilla y arena	100	98	92	80	66	40	29	26	17	12	24	8	A-2-4	0	7.50
	6 + 000	18	150	Grava limosa	100	62	54	48	46	44	40	39	38	37	56	20	A-7-5	3	31.00
61	6 + 100	0	40	Arcilla alta gravosa					100	82	55	54	53	50	57	30	A-7-6	11	30.20
	6 + 100	40	150	Limo elastico gravoso						100	59	59	57	56	71	37	A-7-5	19	29.80
62	6 + 200	0	150	Limo								100	99	93	49	12	A-7-5	16	30.30
63	6 + 300	0	150	Grava pobremente graduada con arcilla y arena		100	89	74	64	45	33	25	18	12	24	3	A-1-a	0	8.90
64	6 + 400	0	30	Grava pobremente graduada con arcilla y arena		100	89	74	64	45	33	25	18	12	24	3	A-1-a	0	10.30
	6 + 400	30	80	Grava limosa					100	83	49	49	47	45	65	31	A-7-5	10	38.40
	6 + 400	80	150	Arcilla alta gravosa					100	82	55	54	53	50	57	30	A-7-6	11	35.00
65	6 + 500	0	8	Grava pobremente graduada con arcilla	100	80	69	49	37	21	14	12	9	7	33	16	A-2-6	0	17.90
	6 + 500	8	20	Grava limosa	100	71	63	55	49	36	19	18	17	16	56	23	A-2-7	0	37.20
	6 + 500	20	30	Limo elastico con grava					100	95	84	83	81	79	69	34	A-7-5	31	30.20
	6 + 500	30	150	Limo con arena							100	98	92	85	49	15	A-7-5	16	26.00
66	6 + 600	0	150	Limo elastico gravoso						100	59	59	57	56	71	37	A-7-5	19	37.00
67	6 + 700	0	50	Limo elastico con grava					100	95	84	83	81	79	69	34	A-7-5	31	36.60
	6 + 700	50	150	Limo elastico con grava					100	95	84	83	81	79	69	34	A-7-5	31	36.00
68	6 + 800	0	10	Grava pobremente graduada con arcilla y arena		100	89	74	64	45	33	25	18	12	24	3	A-1-a	0	11.30
	6 + 800	10	150	Arena limosa con grava				100	99	93	80	77	62	48	41	15	A-7-6	4	23.60

Continuación de la Tabla anterior.

SONDEO	ESTACIÓN	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	GRANULOMETRÍA										Límites		Clasificación		Humedad
No.	Km + m	De	A		3"	2"	1 ½"	1"	¾"	⅜"	4	10	40	200	LL	IP	Grupo	IG	%
69	6 + 900	0	150	Arcilla baja								100	95	88	47	21	A-7-6	20	26.10
70	7 + 000	0	12	Grava pobremente graduada con arcilla	100	86	67	51	49	32	19	17	12	10	32	14	A-2-6	0	12.00
	7 + 000	12	28	Grava arcillosa	100	73	60	57	56	39	26	25	22	19	45	19	A-2-7	0	24.40
	7 + 000	28	55	Arena limosa							100	87	37	17	41	11	A-2-7	0	30.00
	7 + 000	55	150	Arena limosa							100	81	47	33	37	7	A-2-4	0	26.90

Fuente: Informe de laboratorio - INGENICA

Figura C. 2 Especificaciones básicas para Subrasante, Base y Subbase, NIC – 2000.

- Agregado para Capas de Subbase, Base o Revestimiento Superfiales.

(a) Generalidades.- El agregado deberá ser de partículas o fragmentos, durables de piedra, escoria o grava triturados que cumplan con los siguientes requisitos:

(1) Desgaste Los Angeles, AASHTO T 96.....50% máx.
(2) Intemperismo acelerado, 5 ciclos, AASHTO T 104 (Pérdida).....12% máx.
(3) Indice de Durabilidad (grueso). AASHTO T 210..... 35% mín.
(4) Indice de Durabilidad (fino), AASHTO T 210.....35 min.
(5) Caras Fracturadas, FLH T 507.....50% mín.
(6) Libre de materia orgánica y pelotas de lodo

No usar material que se quiebre cuando es alternativamente mojado y secado.

La graduación del agregado deberá ser obtenida mediante los procesos de trituración, cribado y mezcla según sea necesario. El agregado fino será material que pase por el tamiz de 4.75 mm y podrá ser arena natural o triturada y partículas minerales finas.

(b) Agregados para Subase o Base.- Además de lo estipulado anteriormente en (a), deberá cumplir con lo siguiente:

(1) Graduación.....Cuadro 1003-3
(2) Límite Líquido, AASHTO T 89.....25 máx.

(c) Agregado para Capas de Revestimiento Superficial.- Además de lo estipulado anteriormente en (a), deberá cumplir con lo siguiente:

(1) Graduación.....Cuadro 1003-3 (f)
(2) Límite Líquido, AASHTO T 89.....35 máx.
(3) Indice de Plasticidad, AASHTO T 90.....8 (± 4)

No usar material que contenga fibras de asbesto.

CUADRO 1003-3
Márgenes del Valor Meta para Graduaciones de Subbase, Base o Capas Superficiales de Agregados

Tamaño del Tamiz	Porcentaje en Peso que pasa el Tamiz Designado (AASHTO T 27 y T 11)					
	Designación de la Graduación					
	A (Subbase)	B (Subbase)	C (Base)	D (Base)	E (Base)	F Superficie
63 mm	100(1)					
50 mm	97-100(1)	100(1)	100(1)			
37.5 mm		97-100(1)	97-100(1)	100(1)		
25.0 mm	65-79(6)			97-100(1)	100(1)	100(1)
19.0 mm			67 81 (6)		97-100(1)	97-100(1)
12.5 mm	45-59(7)					
9.5 mm				56-70(7)	67-79(6)	
4.75 mm	28-42(6)	40-60(8)	33-47(6)	39-53(6)	47-59(7)	41-71(7)
425 µm	9-17(4)		10-19(4)	12-21(4)	12-21(4)	12-28(5)
75 µm	4.0-8.0(3)	0.0-12.0(4)	4.0-8.0(3)	4.0-8.0(3)	4.0-8.0(3)	9-16(4)

(1) Los procedimientos estadísticos no son aplicables.
( ) Desviaciones Permisibles (±) de los valores meta.

- Materiales Naturales para caminos de bajo costo – Requisitos.

II.- Requisitos de los Materiales.

(a) Subbase (incluyendo material estabilizado mecánicamente).

La graduación y demás requisitos, después de la colocación y compactación del material, se ajustarán a lo siguiente:

Gravas:
Tamaño máximo.....75 mm.
Indice de Plasticidad.....15 máx.

Arenas, limo y arena arcillosa:
- % que pasa el tamiz de 2 mm.....95.0 máx.
- % que pasa el tamiz de 0.075 mm.....10.0 mín - 30.0 máx
- Indice de Plasticidad.....mín. 5 - 12 máx.
- Límite Líquido.....máx. 35%

Para todos los materiales:
- Coeficiente de uniformidad.....mín. 5
- * Módulo de Plasticidad.....máx. 250
- CBR al 95% de ASHTO Modificado (AASHTO T 180) y 4 días de saturación).....mín. 40%
- 10% de finos (Húmedo).....mín. 50 kN

Nota: *Módulo de Plasticidad = I.ndice de Plasticidad x % de finos que pasa el tamiz de 0.425 mm.

La graduación del material, después de su colocación y compactación, deberá ser una curva suave que esté dentro la envolvente del Cuadro 1003-12 y sea aproximadamente paralela a ella:

(b) Base (incluyendo material estabilizados mecánicamente).

Los requisitos que debe cumplir el material, después de colocado y compactado, son los siguientes:

	Tipo 1	Tipo 2
- Graduación	Cuadro 1003.10	Cuadro 1003.10
- Desgaste, Los Angeles	máx. 50%	máx. 50%
- Valor de Trituración del Agregado (ASTM D 2940-71 T)	máx. 35%	máx. 35%
- Indice de Plasticidad	máx. 10	máx. 15
- Módulo de Plasticidad	máx. 200	máx. 400
- CBR al 95% de AASHTO Modificado (AASHTO T 180) y 4 días de saturación.	mín. 80%	mín. 60%
- 10% de finos (Húmedo)	mín. 50 kN	mín. 50 kN

ANEXOS D – DISEÑO GEOMÉTRICO.

Figura D. 1 Niveles de Servicios de Vías Interurbanas.

A	• La velocidad de los vehículos es la que elige libremente cada conductor • Cuando un vehículo alcanza a otro más lento puede adelantarle sin sufrir demora • Condiciones de circulación **libre** y **fluida**	
B	• La velocidad de los vehículos mas rápidos se ve influenciada por otros vehículos • Pequeñas demoras en ciertos tramos, aunque sin llegar a formarse colas • Circulación **estable a alta velocidad**	
C	• La velocidad y la libertad de maniobra se hallan más reducidas, formándose grupos • Aumento de demoras de adelantamiento • Formación de colas poco consistentes • Nivel de circulación **estable**	
D	• Velocidad reducida y regulada en función de la de los vehículos precedentes • Formación de colas en puntos localizados • Dificultad para efectuar adelantamientos • Condiciones **inestables** de circulación	
E	• Velocidad reducida y uniforme para todos los vehículos, del orden de 40-50 km/h • Formación de largas colas de vehículos • Imposible efectuar adelantamientos • Define la **capacidad** de una carretera	
F	• Formación de largas y densas colas • Circulación intermitente mediante parones y arrancadas sucesivas • La circulación se realiza de forma **forzada**	

***Fuente**:* Manual de capacidad de carreteras.

Tabla D. 1 Nivel de Servicio (V/C) para Carreteras de dos Carriles.

NIVEL DE SERVICIO (NS)	TERRENO PLANO						TERRENO ONDULADO						TERRENO MONTOÑOSO					
	Restricción de paso, %						Restricción de paso, %						Restricción de paso, %					
	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100
A	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03	0.14	0.09	0.07	0.04	0.02	0.01
B	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13	0.25	0.20	0.16	0.13	0.12	0.10
C	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.39	0.33	0.28	0.23	0.20	0.16
D	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.57	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43	0.58	0.50	0.45	0.40	0.37	0.33
E	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90	0.91	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004). Cap. 2, Sección 2.5.3.

Tabla D. 2 Factor de ajuste por Distribución Direccional del Tránsito en Carreteras de dos Carriles.

DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL (%/%)	FACTOR
50/50	1.00
60/40	0.94
70/30	0.89
80/20	0.83
90/10	0.75
100/0	0.71

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004). Cap. 2, Sección 2.5.3.

Tabla D. 3 Factores de Ajuste por efecto combinado de carriles de angostos y hombros restringidos en Carreteras de dos Carriles.

HOMBRO (m)	CARRIL DE 3.6m		CARRIL DE 3.3m		CARRIL DE 3.0m		CARRIL DE 2.7m	
	NS A-D	**NS E**	**NS A-D**	**NS E**	**NS A-D**	**NS E**	**NS A-D**	**NS E**
1.80	1.00	1.00	0.93	0.94	0.83	0.87	0.70	0.76
1.20	0.92	0.97	0.85	0.92	0.77	0.85	0.65	0.74
0.60	0.81	0.93	0.75	0.88	0.68	0.81	0.57	0.70
0.00	0.70	0.88	0.65	0.82	0.58	0.75	0.49	0.66

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004). Cap. 2, Sección 2.5.3.
NS: nivel de servicio.

Tabla D. 4 Automóviles Equivalentes por Camiones y autobuses, en Función del Tipo de Terreno, Carreteras de dos Carriles.

TIPO DE VEHICULO	NS	TIPO DE TERRENO		
		PLANO	ONDULADO	MONTAÑOSO
Camiones, ET	A	2.0	4.0	7.0
	B-C	2.2	5.0	10.0
	D-E	2.0	5.0	12.0
Buses, EB	A	1.8	3.0	5.7
	B-C	2.0	3.4	6.0
	D-E	1.6	2.9	6.5

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales (SIECA 2004). Cap. 2, Sección 2.5.3.
NS: nivel de servicio.

Tabla D. 5 Valores máximos típicos para “e”

TASA SOBRE - ELEVACIÓN "e" (%)	TIPO DE ÁREA
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. Cap. 4: Componentes Principales del diseño Geométrico.

Tabla D. 6 Radios mínimos y Grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño.

VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/h)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	PERALTE MÁXIMO 4%			PERALTE MÁXIMO 8%		
		RADIO (m)		GRADO DE CURVATURA	RADIO (m)		GRADO DE CURVATURA
		CALCULADO	RECOMENDADO		CALCULADO	RECOMENDADO	
30	0.28	22.1	22	52°05"	19.7	20	57°18"
40	0.23	46.7	47	24°23"	40.6	41	27°57"
50	0.19	85.6	86	13°19"	72.9	73	15°42"
60	0.17	135	135	08°29"	113.4	113	10°08"
70	0.15	203.1	203	05°39"	167.8	168	6°49"
80	0.14	280	280	04°06"	229.1	229	5°00"
90	0.13	375.2	375	03°03"	303.7	304	3°46"
100	0.12	492.1	492	02°20"	393.7	394	2°55"
110	0.11				501.5	501	2°17"
120	0.09				667	667	1°43"

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. Cap. 4: Componentes Principales del diseño Geométrico.

Tabla D. 7 Clasificación funcional de las carreteras regionales, volúmenes de tránsito, número de carriles y tipo de superficie de rodamiento.

TPDA	> 20,000		20,000 - 10,000		10,000 – 3,000		3,000 - 500	
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	No. C	Superf.	No. C	Superf.	No. C	Superf.	No. C	Superf.
AR - Autopistas Regionales	6 a 8	Pav.	4 a 6	Pav.				
TS - Troncales Suburbanas	4	Pav.	2 a 4	Pav.	2	Pav.		
TR - Troncales Rurales	4	Pav.	2 a 4	Pav.	2	Pav.		
CS - Colectoras Suburbanas			2 a 4	Pav.	2	Pav.	2	Pav.
CR - Colectoras Rurales					2	Pav.	2	Pav.

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales. Cap. 3.: Clasificación de las carreteras Regionales. (Cuadro 3.1).

No.C: Número de carriles; **Superf. :** Superficie de rodamiento; **Pav:** Pavimento asfáltico o de cemento Portland.

Tabla D. 8 Longitudes de Transición recomendables en función del número de carriles y peralte de diseño.

Peralte de Diseño %	Vd = 20 km/h		Vd = 30 km/h		Vd = 40 km/h		Vd = 50 km/h	
	Numero de Carriles de Circulación							
	2	4	2	4	2	4	2	4
	Lt (m)		Lt (m)		Lt (m)		Lt (m)	
1.8	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	9	14	10	14	10	15	11	17
2.2	10	15	11	16	11	17	12	18
2.4	11	16	12	17	12	19	13	20
2.6	12	18	12	19	13	20	14	22
2.8	13	19	13	20	14	22	16	23
3.0	14	20	14	22	15	23	17	25
3.2	14	22	15	23	16	25	18	27
3.4	15	23	16	24	17	26	19	28
3.6	16	24	17	26	19	28	20	30
3.8	17	26	18	27	20	29	21	32
4.0	18	27	19	29	21	31	22	33
4.2	19	28	20	30	22	32	23	35
4.4	20	30	21	32	23	34	24	37
4.6	21	31	22	33	24	35	25	38
4.8	22	32	23	35	25	37	27	40
5.0	23	34	24	36	26	39	28	42
5.2	23	35	25	37	27	40	29	43
5.4	24	36	26	39	28	42	30	45
5.6	25	38	27	40	29	43	31	47
5.8	26	39	28	42	30	45	32	48
6.0	27	41	29	43	31	46	33	50
6.2	28	42	30	45	32	48	34	52
6.4	29	43	31	46	33	49	35	53
6.6	30	45	32	48	34	51	37	55
6.8	31	46	33	49	35	52	38	56
7.0	31	47	34	50	36	54	39	58
7.2	32	49	35	52	37	56	40	60
7.4	33	50	36	53	38	57	41	61
7.6	34	51	36	55	39	59	42	63
7.8	35	53	37	56	40	60	43	65
8.0	36	54	38	58	41	62	44	66

Fuente: AASHTO 2004, Pág. 180.

Tabla D. 9 Procedimiento para el Cálculo del Peralte de Diseño por el Método 5 de la AASHTO.

$$0.01e + f = \frac{V^2}{127R}$$

where:

V_D = V = design speed, km/h;
e_{max} = e = maximum superelevation, percent;
f_{max} = f = maximum allowable side friction factor;
R_{min} = R = minimum radius, meters;
R_{PI} = R = radius at the Point of Intersection, PI, of legs (1) and (2) of the f distribution parabolic curve (= R at the point of intersection of $0.01e_{max}$ and $(0.01e + f)_R$);
V_R = running speed, km/h

then:

$$R_{min} = \frac{V_D^2}{127(0.01e_{max} + f_{max})}$$

and

$$R_{PI} = \frac{V_R^2}{1.27e_{max}}$$

Because $(0.01e + f)_D - (0.01e + f)_R = h$, at point R_{PI} the equations reduce to the following:

$$h_{PI} = \left(\frac{(0.01e_{max})\ V_D^2}{V_R^2}\right) - 0.01e_{max}$$

where h_{PI} = PI offset from the $1/R$ axis.

Also,

$$S_1 = h_{PI}(R_{PI})$$

where S_1 = slope of leg 1 and

$$S_2 = \frac{f_{max} - h_{PI}}{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}}}$$

where S_2 = slope of leg 2.

The equation for the middle ordinate (MO) of an unsymmetrical vertical curve is the following:

$$MO = \frac{L_1 L_2 (S_2 - S_1)}{2(L_1 + L_2)}$$

where: $L_1 = 1/R_{PI}$ and $L_2 = 1/R_{min} - 1/R_{PI}$. It follows that:

$$MO = \frac{1}{R_{PI}}\left(\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}}\right)\left(\frac{S_2 - S_1}{2}\right)R_{min}$$

where MO = middle ordinate of the f distribution curve, and

$$(0.01e + f)_D = \frac{(0.01e_{max} + f_{max})R_{min}}{R}$$

in which R = radius at any point.

Use the general vertical curve equation:

$$\frac{Y}{MO} = \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

with $1/R$ measured from the vertical axis.

with $1/R \le 1/R_{PI}$,

$$f_1 = MO\left(\frac{R_{PI}}{R}\right)^2 + \frac{S_1}{R}$$

where: $f_1 = f$ distribution at any point $1/R \le 1/R_{PI}$; and

$$0.01e_1 = (0.01e + f)_D - f_1$$

where: $0.01e_1 = 0.01e$ distribution at any point $1/R \le 1/R_{PI}$.

For $1/R > 1/R_{PI}$,

$$f_2 = MO\left(\frac{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R}}{\frac{1}{R_{min}} - \frac{1}{R_{PI}}}\right)^2 + h_{PI} + S_2\left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_{PI}}\right)$$

where: $f_2 = f$ distribution at any point $1/R > 1/R_{PI}$; and

$$0.01e_2 = (0.01e + f)_D - f_2$$

where: $0.01e_2 = 0.01e$ distribution at any point $1/R > 1/R_{PI}$.

Fuente: AASHTO 2004. Pág. 160 – 162.

Tabla D. 10 Pendientes Máximas y Mínimas en función del tipo de terreno para Carreteras Colectoras Secundarias.

TIPO DE TERRENO	Máxima Pendiente (%) para la Velocidad de Diseño Especificada, KPH							
	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	7	7	7	7	7	6	6	5
Ondulado	10	10	9	8	8	7	7	6
Montañoso	12	11	10	10	10	9	9	8

Fuente: AASHTO 2004. Pág. 423

ANEXOS E – DISEÑO DE PAVIMENTO.

Tabla E. 1 Diagrama de cargas y pesos permisibles por tipo de vehículos.

REPUBLICA DE NICARAGUA
MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE VIALIDAD
¡ Uniendo a Nicaragua !

DIAGRAMA DE CARGAS PERMISIBLES
PESOS MAXIMOS PERMISIBLES POR TIPO DE VEHICULOS

TIPO DE VEHICULOS	ESQUEMAS DE VEHICULOS	PESO MAXIMO AUTORIZADO						
		1er. Eje	2do. Eje	3er. Eje	4to. Eje	5to. Eje	6to. Eje	Peso Máximo Total (1) Ton - Met.
C2		4.50	9.00					13.50
C3		5.00	**16.00**					21.00
			8.00	8.00				
C4		5.00	**20.00**					25.00
			6.67	6.66	6.66			
T2-S1		5.00	9.00	9.00				23.00
T2-S2		5.00	9.00	**16.00**				30.00
				8.00	8.00			
T2-S3		5.00	9.00	**20.00**				34.00
				6.67	6.66	6.66		
T3-S1		5.00	**16.00**		9.00			30.00
			8.00	8.00				
T3-S2		5.00	**16.00**		**16.00**			37.00
			8.00	8.00	8.00	8.00		
T3-S3		5.00	**16.00**		**20.00**			41.00
			8.00	8.00	6.67	6.66	6.66	
C2-R2		4.50	9.00	4.0 a	4.0 a			21.50
		4.50	9.00	6.5 b	6.5 b			26.50
C3-R2		5.00	**16.00**		4.0 a	4.0 a		29.00
		5.00	8.00	8.00	6.5 b	6.5 b		34.00
C3-R3		5.00	**16.00**		4.0 a	5.0 a	5.0 a	35.00
		5.00	8.0 b	8.0 b	6.5 b	5.0 b	5.0 b	37.50

Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura. MTI.

Tabla E. 2 Resultados obtenidos para un espesor propuesto de 6.5 pulgadas.

Proyecto:	**Tramo Santo Domingo - Los Chinamos, Departamento de Chontales**					
Espesor de tanteo:	**6.5 pulg**			**Juntas con pasadores (Dovelas):**	**NO**	
Modulo de reacción k:	**139 pci**			**Hombros de Concreto:**	**SI**	
Modulo de Ruptura Mr:	**632 psi**			**Periodo de Diseño:**	**20 Años**	
Factor de seguridad de carga: Fsc	**1.00**			**f'c :**	**4000 PSI**	

			Análisis por Fatiga		**Análisis por Erosión**	
Carga del Eje (Kips)	**Multiplicada por Fsc**	**Repeticiones Esperadas**	**Repeticiones Permisibles**	**% de Fatiga**	**Repeticiones Permisibles**	**% de Daño**
1	2	3	4	5	6	7
Ejes Sencillos						
22	22	460,152	169,833	270.94	359,547	127.98
17.6	17.6	123,280	ilimitadas	0.00	1992,574	6.19
11	11	525,816	ilimitadas	0.00	ilimitadas	0.00
8.8	8.8	123,280	ilimitadas	0.00	ilimitadas	0.00

8. Esfuerzo Equivalente: **278.40**

9. Factor de relación de esfuerzos: **0.44**

10. Factor de Erosión: **2.84**

Ejes Tándem						
35	35	65,664	ilimitadas	0.00	1066,327	6.16
			TOTAL	**270.94%**	**TOTAL**	**140.33%**

8. Esfuerzo Equivalente **234.62**

9. Factor de relación de esfuerzos: **0.37**

10. Factor de Erosión: **2.92**

El espesor propuesto NO es satisfactorio. PROPONER UN ESPESOR MAYOR.

Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla E. 3 Resumen de Especificaciones para la Colocación de Juntas.

Espesor de Losa (cm)	1 Espaciamiento entre Juntas (cm)	2 Profundidad de Corte de Juntas (cm)	3 Profundidad del material de Sellado (cm)	4 Ancho del corte para la Junta (cm)
15	360	5.00	1.00	0.50
16	384	5.33	1.07	0.53
17	408	5.67	1.13	0.57
18	432	6.00	1.20	0.60
19	456	6.33	1.27	0.63
20	480	6.67	1.33	0.67
21	504	7.00	1.40	0.70
22	528	7.33	1.47	0.73
23	552	7.67	1.53	0.77
24	576	8.00	1.60	0.80
25	600	8.33	1.67	0.83
26	624	8.67	1.73	0.87
27	648	9.00	1.80	0.90
28	672	9.33	1.87	0.93
29	696	9.67	1.93	0.97
30	720	10.00	2.00	1.00
31	744	10.34	2.07	1.03
32	768	10.67	2.13	1.07
33	792	11.00	2.20	1.10
34	816	11.34	2.27	1.13
35	840	11.67	2.33	1.17
Columna 1	El espaciamiento entre juntas, es 24 veces el espesor de la losa, en centímetros			
Columna 2:	La profundidad de corte del la junta, es 1/3 del espesor de la losa, en centímetros.			
Columna 3:	La profundidad del material sellado, es 1/5 de la profundidad de la junta, en centímetros.			
Columna 4:	El ancho del corte de la junta, es 1/10 de la profundidad de la junta, en centímetros.			

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos. SIECA 2002. Cap.7. Pág. 99.