

Universidad Nacional del Nordeste
Facultad de Ingeniería



Trabajo Final de Grado

DUPLICACIÓN DE CALZADA DE LA RUTA NACIONAL N° 12 TRAMO ACCESO A SANTA ANA - ACCESO A PASO DE LA PATRIA



Autores:

Alfredo Gómez Lovey
Sergio Nicola Coscio
Sahid Yusef Kossoy

2017

Resumen ejecutivo

Introducción

El objetivo de este trabajo es realizar el análisis de viabilidad a nivel de anteproyecto para la duplicación de calzada, con sus respectivas colectoras, adecuación hidráulica, retornos, intersecciones y diseño del “camino del peregrino”.

El estudio se desarrollará en el tramo de la RN12 localizado en los departamentos Capital y San Cosme, dentro del mismo se analizará, a nivel de anteproyecto, el tramo que comienza en el acceso a la localidad Santa Ana kilómetro 1.035,48 donde se ubica la intersección con la Ruta Provincial n° 43 (RP43) hasta el acceso a Paso de la Patria kilómetro 1.056,53; que es la intersección con la Ruta Provincial n°9 (RP9), entrada a Paso de la Patria, con una extensión de 21,05 kilómetros.

Con la ejecución del anteproyecto se logrará mejorar los siguientes aspectos:

- Disminuir los costos de operación vehicular
- Garantizar la seguridad vial para todo tipo de tránsito
- Construir estructuras estables y duraderas
- Garantizar la seguridad de los peatones en las peregrinaciones

Estudios geotécnicos

Consiste en la determinación de parámetros mecánicos y físicos del suelo. Los datos fueron provistos por Vialidad Nacional distrito Corrientes y consultoras

privadas, donde en los ensayos de campo se analizaron barrenos, calicatas, densidad in-situ de las mismas y humedad natural. En los ensayos en el laboratorio, se clasificó al suelo con el método H.R.B., se obtuvo la densidad seca máxima y humedad óptima, entre otros.

Con los datos procesados determinamos que en la zona de estudio para la construcción de la subrasante se debía mejorar el suelo para aumentar su valor soporte, por lo tanto se adoptó utilizar un suelo cal de 15 cm en tramos de la ruta, para cumplir con las exigencias del pliego general de vialidad nacional de 1998.

Estudios topográficos

La planimetría y altimetría se obtuvo a través del OCCOVI, el cual relevó, las construcciones, elementos existentes, obras de arte, cruces y accidentes topográficos para determinar planialtimétricamente, las características físicas del terreno, desagües naturales, para realizar el anteproyecto.

Para representar la información en planos, se adopta, un sistema compuesto de planimetría y altimetría, complementado con perfiles transversales, los mismos se encuentran en el Anexo n°2

Diseño Estructural

El anteproyecto tiene dos tipos de pavimentos, flexible y rígido. En los dos se siguió el procedimiento del manual AASHTO 93.

El concepto del mismo es encontrar un número estructural necesario que se obtiene mediante ábacos o con el programa computacional llamado Darwin. Y compararlo con el número estructural real que se obtiene por los coeficientes estructurales y de drenaje de cada capa que conforman el paquete estructural.

El pavimento flexible se coloca en la calzada nueva y en las banquetas constituido por un paquete estructural que comienza desde la subrasante con una capa de 30cm de suelo granular, luego una capa de 15cm de estabilizado granular, dos capas de 7,5cm de concreto asfáltico o base negra, y por último la carpeta de rodadura de 7cm. Dando un total de 67cm desde de la subrasante hasta la carpeta de rodadura.

El pavimento rígido, constituido por hormigón elaborado de resistencia mínima H-30, se coloca en las colectoras, retornos y ramas de entradas y salidas .

Tiene un paquete estructural de una subbase de 15 cm de suelo cemento y la carpeta de rodadura de 25cm de H° A°.

Estudios hidrológicos e hidráulicos

El área de aporte a la ruta de 45,52 km², formada por cinco sub-cuencas, tiene 14 alcantarillas existentes en las cuales se verifico que no soportaban el caudal de diseño. Por lo tanto se optó por agregar 10 alcantarillas nuevas, haciendo un total de 24 alcantarillas rectangulares de dimensiones B=2m; D=1,5m; J=28m capaces de transportar sin inconvenientes el caudal de diseño, el cual es, $Q_{\text{diseño}} = 74,8 \text{ m}^3/\text{s}$, que se obtuvo mediante el software HEC-HMS. También se verifico la velocidad de salida que no produce erosión y socavación del suelo aguas abajo, funcionando el sistema de alcantarillado con control de salida, de acuerdo a lo demostrado en el uso de los nomogramas de dimensionamiento hidráulico de alcantarillas.

Camino del peregrino

En la provincia de Corrientes, más precisamente en el departamento de San Cosme todos los años por el tramo de la ruta nacional n°12 se hacen caminatas de peregrinación a la ciudad de Itatí por la calzada principal y banquetas entorpeciendo el tránsito que circula por la ruta n°12, y lo más importante aún el peligro que corren las personas que caminan por él.

Por estos motivos se le debe dar una solución para que dichas caminatas hacia la Basílica de Nuestra Señora de Itatí sea lo más segura posible para todos.

Se propone hacer una senda peatonal la cual va a aumentar la seguridad en el tránsito y su costo es relativamente bajo, la cual recorre todo el tramo paralela a la colectora. La pendiente transversal es de 2% hacia la cuneta., se prevé playones rectangulares cada 3km donde se emplazarán todos los puestos de primeros auxilios que podrán atender a las personas que necesiten una ayuda médica, con sus respectivos puestos sanitarios, agua fría y caliente, carpas que se podrán instalar y ubicar cómodamente brindando el servicio de alimentos.

Con respecto a la iluminación se recomienda un nivel mínimo de 0,2 a 0,5 lux promedio según normas y recomendaciones de vialidad nacional

Evaluación financiera y económica

en este capítulo se compara la situación actual (sin proyecto) y la situación con proyecto.

Utilizando el método del costo generalizado de viaje (CGV) desde el punto de vista social o comunitario.

Para obtener el CGV, se utilizó las planillas de Vialidad Nacional de octubre del 2016, denominadas COSTOP, realizadas las evaluaciones se estudió los diferentes indicadores de rentabilidad como lo son el VAN, TIR y Relación beneficio costo.

Para este proyecto el VAN es de 393.555.260,17 para una tasa de oportunidad del 12% mayor que cero.

El TIR, da una tasa del 9% como respecto al 12% del VAN, lo cual este es el único indicador que está en malas condiciones, pero al no tener en cuenta diferentes variables en la evaluación, ya que son intangibles de medir como ser, el incremento de la actividad productiva y turística de la región, los inmuebles linderos a la ruta, entre otros.

La relación Beneficio costo da como resultado que por cada peso invertido se obtiene una rentabilidad de 4,69 pesos., con lo cual nos dice que el proyecto es rentable.



Índice

Capítulo 1: Introducción	paginas
1.1-Ubicación geográfica.....	1
1.2- Historia y antecedentes de construcción.....	4
1.3- Relevancia de la ruta.....	6
1.4- Elección del tramo.....	6
1.5- Estado actual del tramo.....	8
Capítulo 2: Introducción	
2.1- Objetivos.....	13
2.2- Alcance de los objetivos.....	16
2.3- Resultados esperados.....	16
Capítulo 3: Estudios de tránsito	
3.1- Estudios de tránsito.....	17
3.2- Estudios geotécnicos.....	29
3.2.1- Estudios y ensayos.....	29
3.2.2- Humedad natural del suelo (IRAM N°10519/70).....	31
3.2.3- Tamizado de suelo por vía Húmeda (VN-E1-65).....	32
3.2.4- Límite líquido (VN-E2-65).....	34
3.2.5- Límite plástico (VN-E3-65).....	36



3.2.6- Índice de plasticidad.....	37
3.2.7- Índice de grupo.....	38
3.2.8- Clasificación de suelos (VN – E4 – 84).....	38
3.2.9- Compactación de suelos: (VN-E5-93).....	41
3.2.10- Determinación del valor soporte e hinchamiento de suelos (VN-E6-84).....	44
3.2.11- Yacimientos.....	48
3.2.12- Resultados de ensayos.....	51
3.3- Estudios topográficos.....	54
3.4- Estudios hidrológicos.....	55
3.4.1- Datos de precipitaciones.....	64

Capítulo 4: Diseño geométrico

4.1- Introducción.....	66
4.2- Situación sin proyecto.....	66
4.2.1- Dimensiones actuales.....	66
4.2.2- Tipo de relieve.....	67
4.2.3- Porcentaje de camino sin sobrepaso.....	67
4.2.4- Composición del tránsito.....	67
4.2.5- Volumen horario de demanda.....	67
4.2.6- Direccionalidad y velocidad media de circulación.....	69
4.2.7- Factor de hora pico.....	70



4.2.8- Cálculo del nivel de servicio actual y conclusión.....	71
4.3.1- Tasa de crecimiento y proyección del tránsito.....	73
4.3.2- Parámetros del diseño geométrico.....	84
4.3.2.1- Límite de aplicación de la metodología.....	85
4.3.2.2- Velocidad de flujo libre.....	86
4.3.2.3- Relaciones velocidad - volumen y densidad – volumen.....	87
4.3.2.4- Determinación de los parámetros de diseño.....	91
4.3.2.5- Verificación del número de carriles.....	99
4.4- Alineamiento horizontal.....	102
4.5- Alineamiento vertical.....	106
4.5.1- Pendiente longitudinal y transversal.....	112
4.6- Colectoras y retornos.....	113

Capítulo 5: Diseño de pavimento flexible

5.1.1- Introducción.....	121
5.1.2- Vida útil del pavimento.....	122
5.1.3- Tránsito.....	122
5.1.4- Parámetros estadísticos.....	127
5.1.4.2- Desvío Standard (S0).....	128
5.1.5- Niveles de serviciabilidad.....	129



5.1.6- Propiedades de los materiales.....	130
5.1.7- Factores de drenaje.....	131
5.1.8- Número estructural necesario (SN).....	131
5.1.9- Coeficientes estructurales (a_i).....	134
5.1.10- Determinación del aporte estructural de cada capa.....	136
5.1.11- Número Estructural (SN real).....	136
5.2.- Diseño de pavimentos rígido.....	138
5.2.1.-Variables de entrada.....	138
5.2.2.-Vida útil del pavimento.....	138
5.2.3-Tránsito.....	138
5.2.4- Confiabilidad (R).....	139
5.2.5- Desvío estándar (S_0).....	139
5.2.6- Niveles de serviciabilidad.....	140
5.2.7- Módulo de reacción de la subrasante (k).....	140
5.2.8- Módulo de reacción combinado de subrasante/base (k_{comb}).....	140
5.2.9- Módulo de reacción efectivo de la subrasante (k).....	142
5.2.10- Caracterización de los materiales que forman el pavimento.....	145
5.2.10.1- Modulo elástico del hormigón.....	145



5.2.10.2- Módulo de rotura del hormigón (SC').....	145
5.2.11- Drenaje.....	145
5.2.12-Transferencias de cargas.....	146
5.2.13- Determinación del espesor de losa necesario (D).....	147
5.3- Diseño de juntas.....	149
5.3.1. Introducción.....	149
5.3.2- Juntas transversales de contracción.....	150
5.3.3- Juntas longitudinales.....	150

Capítulo 6: Intersecciones

6.1. Introducción.....	151
6.2- Análisis particular de las intersecciones.....	155
6.2.1- Acceso a Santa Ana.....	155
6.2.2- Acceso a Paso de la Patria.....	158

Capítulo 7: Dimensionamiento hidráulico e hidrológico

7.1- Introducción.....	161
7.2- Descripción de la cuenca de aporte.....	162
7.3- Determinación del caudal de diseño.....	162
7.4- Alcantarillas.....	173
7.5- Modelado.....	176



Capítulo 8: Seguridad vial

8.1- Introducción.....	185
8.2- Señalización.....	187
8.3- Iluminación.....	195
8.2.1- Cálculo de la separación entre luminarias.....	196
8.2.2- Determinación del nivel de iluminancia media.....	197
8.2.3- Determinar el factor de mantenimiento.....	201
8.2.4- Cálculo de la separación entre luminarias.....	202

Capítulo 9: Camino del peregrino

9.1- Introducción.....	205
9.2- Fiestas y eventos en el departamento de Itatí.....	205
9.3- Principales Inconvenientes.....	206
9.4- Diseño y solución.....	208

Capítulo 10: Evaluación económica y financiera

10.1- Objetivo.....	210
10.2- Generalidades.....	210
10.3- Método de la evaluación.....	211
10.4- Análisis de la red vial de estudio.....	212
10.5- Análisis del flujo vehicular.....	213



10.6- Definición del costo generalizado de viaje (CGV) y variables del mismo....	213
10.7-Costo generalizado de viaje (CGV).....	214
10.8- Costos operativos sin proyecto.....	214
10.9- Costos operativos con proyecto.....	218
10.10- Costos de construcción.....	218
10.11- Costos de mantenimiento.....	219
10.12- Flujo de beneficios del proyecto.....	222
10.13- Índices de rentabilidad.....	223
10.4- Cómputo y presupuesto.....	224
10.15- Conclusión.....	227









Capítulo 1

1.1- Ubicación geográfica

La provincia de Corrientes se encuentra ubicada al Noreste de la República Argentina y se la puede localizar con las siguientes coordenadas extremas:

Norte 27° 15' de latitud sur

Oeste 59° 37' de longitud oeste

Sur 30° 44'

Este 55° 40'

La provincia limita al:

Norte con la República del Paraguay, separado por el río Paraná

Noreste con la provincia de Misiones (arroyos Itaembe, Chimiray y límite de tierra)

Este con la República del Uruguay, la República Federativa del Brasil y la provincia de Misiones

Sur con la provincia de Entre Ríos (ríos Guayquiraró y Mocoretá)

Oeste con las provincias de Chaco y Santa Fe (río Paraná)

Como puede apreciarse en la imagen 1.



Imagen 1. Mapa de la República Argentina

Dentro de la provincia de Corrientes, la Ruta Nacional n°12 (RN12) tiene una longitud de 678km totalmente asfaltados, atravesando los departamentos de Esquina, Goya, Lavalle, San Roque, Bella Vista, Saladas, Empedrado, Capital, San Cosme, Itatí, Berón de Astrada, General Paz, San Miguel e Ituzaingo como se puede apreciar en la imagen 2.

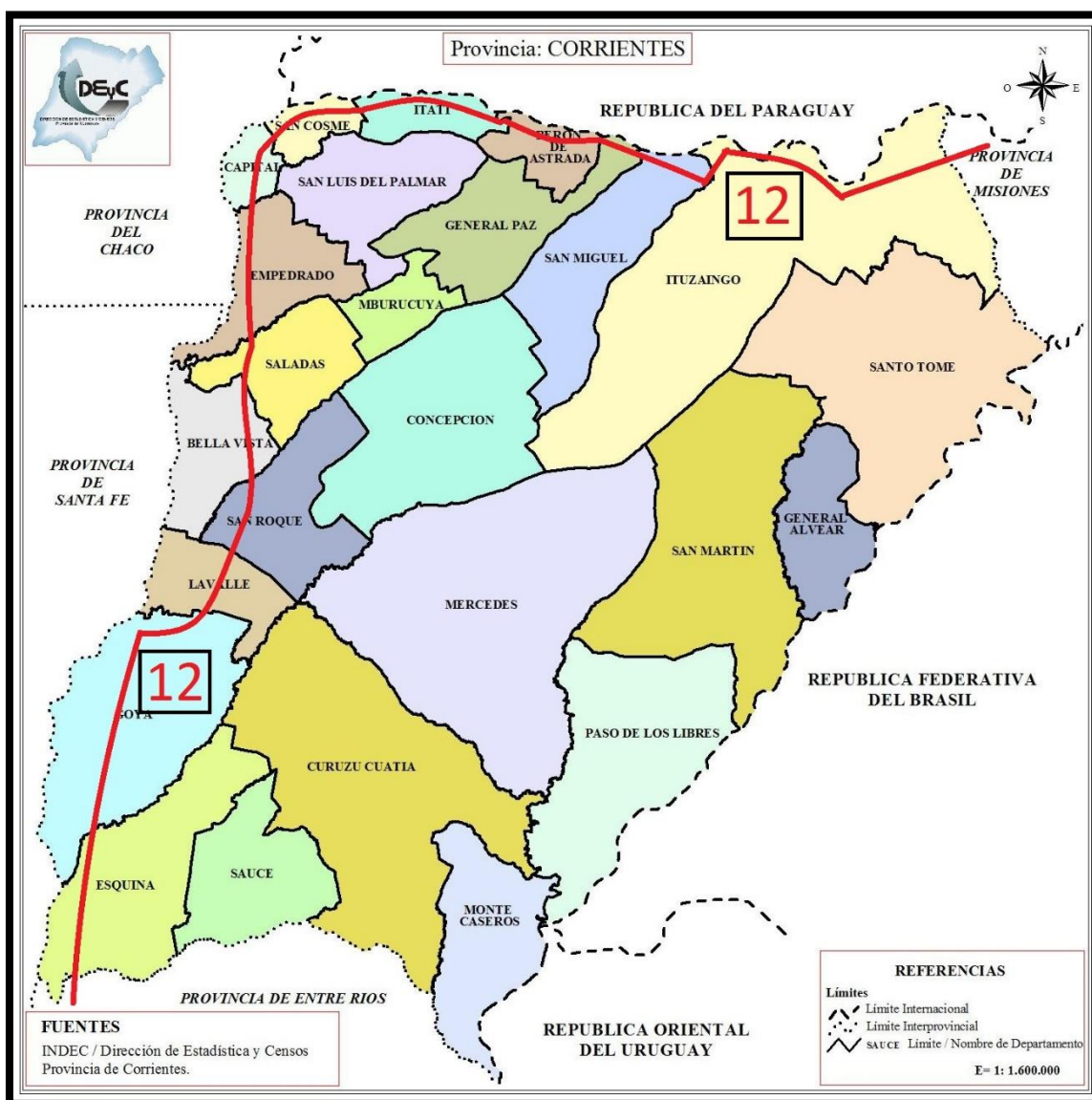


Imagen 2. Mapa de división política de Corrientes con el trazado de la RN12 (INDEC)



1.2- Historia y antecedentes de construcción

La RN12 nace en la ciudad de Zárate en la provincia de Buenos Aires y cruza el río Paraná en el complejo ferroviario Zárate-Brazo Largo constituido por dos puentes: uno sobre el río Paraná de las Palmas y que lleva el nombre de General Bartolomé Mitre y otro sobre el río Paraná Guazú que se llama Justo José de Urquiza y culmina en el puente internacional Tancredo Neves, en la ciudad de Puerto Iguazú.

En el tramo Zárate en Buenos Aires y Ceibas en Entre Ríos, el camino tiene calzada dividida (autovía). En la provincia de Misiones la ruta cuenta con sectores con un carril extra para los tramos ascendentes, para evitar las congestiones que se producen por la baja velocidad de los camiones con mucha carga. En Corrientes es un camino rural de dos carriles sin vías rápidas generando demoras en sus alrededores. La RN12 tiene una extensión de 1.580 km asfaltados en su totalidad pudiéndose observar en la imagen 3 su trazado dentro del país.

Entre los años de 50 y 60 a través de medidas y proyectos impulsados por la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) y Dirección Provincial de Vialidad de la provincia de Corrientes (DPVC), se concretaron distintas obras viales dentro de la provincia, es así que en 1960 se inaugura el pavimento del tramo Corrientes – Ramada Paso, aproximadamente 51 kilómetros de ruta. Para 1965 se inaugura el pavimento de distintas secciones dentro de la provincia, destacando por la cercanía de nuestro trabajo los tramos de Ramada Paso – Itatí (20 kilómetros de construcción) y Corrientes – Empedrado – Saladas, con 90 km construidos.

Antes de 1975 el trazado de la ruta dentro de la provincia de Corrientes pertenecía a la jurisdicción de DPVC, luego mediante una resolución se establece el traspaso a la DNV, constituyéndose de esta manera la traza actual de la Ruta Nacional mencionada.



Imagen 3. Mapa nacional de la RN12 (Dario Alpern)



1.3- Relevancia de la ruta

La RN12 constituye la columna vertebral de la provincia de Corrientes, y es uno de los principales elementos del “Corredor Bioceánico”.

Formando parte de la circulación obligatoria, junto con la RN14, de todos los transportes de carga y pasajeros locales nacionales e internacionales que ayudan al movimiento de la producción, turismo y economía de la provincia y de la región.

Además es la principal columna de comunicación entre la provincia de Misiones, Corrientes y Entre Ríos, provincias que conforman la región Mesopotámica, y a su vez la conexión de estas tres con la provincia de Buenos Aires, permitiéndoles esta ruta, a las provincias mencionadas un intercambio cultural comercial y económico a la región. Es también la vía más importante para llegar a los esteros del Iberá y las Cataratas del Iguazú, lo que implica esto una importancia turística.

1.4- Elección del tramo

El estudio se desarrollará en el tramo de la RN12 localizado en los departamentos Capital y San Cosme, comprendido entre Riachuelo (progresiva 1.018) hasta el acceso a Paso de la Patria (Imagen 4). Dentro del mismo se analizará, a nivel de anteproyecto, el tramo que comienza en el acceso a la localidad Santa Ana hasta el acceso a Paso de la Patria (Imagen 5).

El análisis comienza en el kilómetro 1.035,48 donde se ubica la intersección con la Ruta Provincial n° 43 (RP43) acceso a la localidad de Santa Ana, hasta llegar al kilómetro 1.056,53; que es la intersección con la Ruta Provincial n°9 (RP9), entrada a Paso de la Patria, con una extensión de 21,05 kilómetros.

Nos fundamentamos en el desarrollo del mencionado sub tramo, debido que en el tramo existe un llamado a licitación por Vialidad Nacional denominada “Autopista urbana de Corrientes - Ruta Nacional n° 12, tramo: T02- sección: km 1.023 – km 1.036, provincia de Corrientes” desde Riachuelo hasta Santa Ana, quedando excluido de la licitación dicho sub tramo.

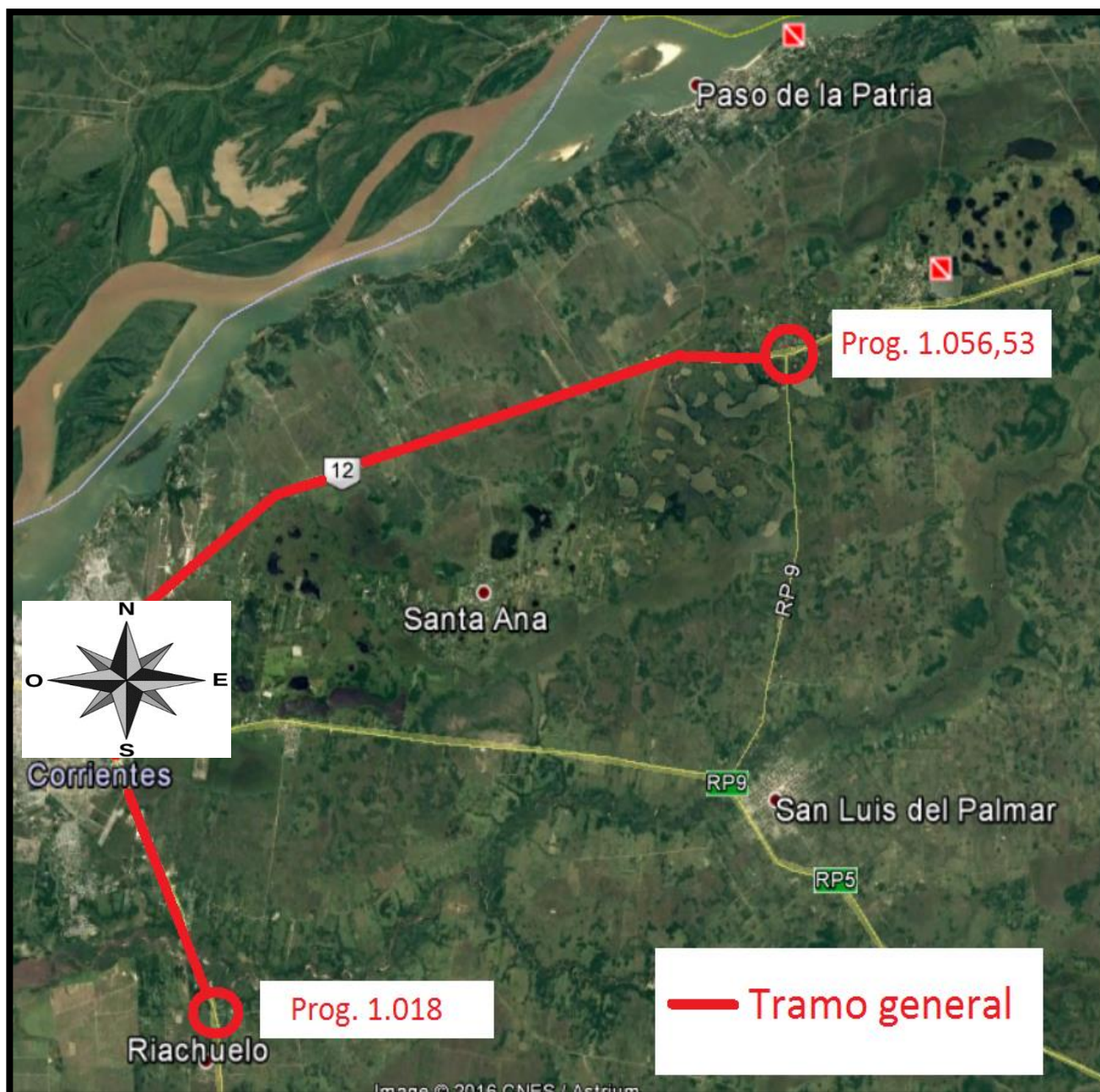


Imagen 4. Tramo general (Google earth, año 2.017)

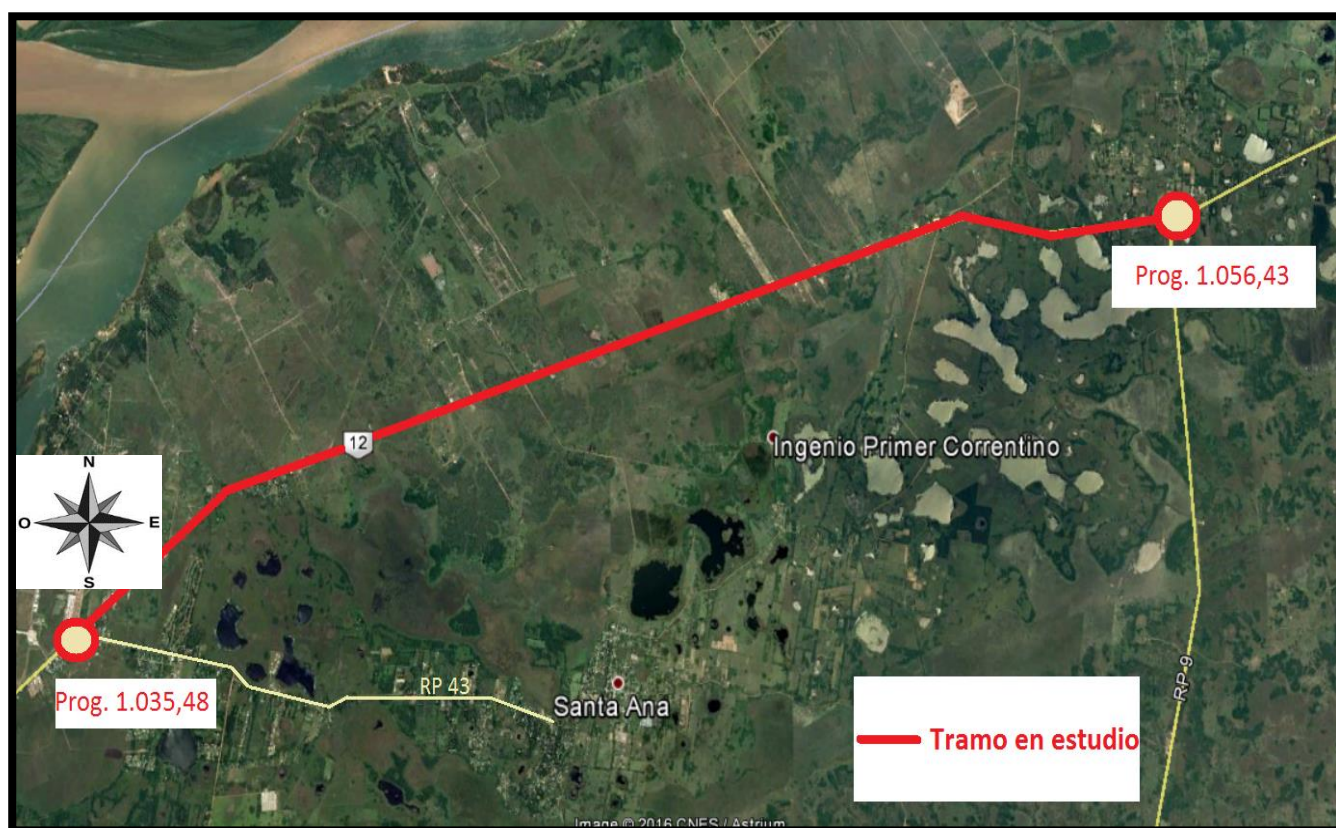


Imagen 5. Tramo en estudio (Google earth, año 2.017)

1.5- Estado actual del tramo

Las ciudades de Corrientes, Santa Ana y Paso de la Patria han experimentado un crecimiento demográfico importante en los últimos años, los motivos son:

- Crecimiento económico de la región
- Incremento del parque automotor (entre 2011-2015 el parque automotor de la provincia se incrementó en poco más de 40 por ciento)
- Actividad turística



Entre estos motivos el de mayor incidencia es la actividad turística, con lo cual la RN12 que une estas localidades está saturada en los horarios picos, en las temporadas veraniegas y feriados largos. También por el mismo crecimiento demográfico se produce circulación de peatones, bicicletas, motos de baja cilindrada, vehículos con tracción a sangre y transporte urbano de pasajeros, generando inconvenientes e inseguridad en la circulación del tránsito de paso.

A esto hay que agregar que se proyecta el segundo puente ferro-automotor que vinculará las provincias de Chaco y Corrientes en las localidades de Puerto Vilelas y Riachuelo, con lo cual va a aportar un nuevo caudal de vehículos a la mencionada ruta.

También debemos tener en cuenta que existen 17 peregrinaciones oficiales al año por esta vía, donde actualmente cuando ocurren estas, la velocidad del tráfico disminuye y en ocasiones se obstruye provocando inconvenientes en la circulación vehicular.

Por falta de colectoras y correctos accesos al corsódromo en épocas de carnavales, la policía de la provincia de Corrientes realiza un desvío hacia la Ruta Provincial n° 9 de los vehículos que provienen de las progresivas ascendentes de la Ruta Nacional n° 12 y otro desvío en la rotonda de la Virgen (intersección entre Ruta Nacional n°16 y Ruta Nacional n° 12) en la ciudad de Corrientes, donde los autos no pueden circular hacia las localidades de Santa Ana y Paso de la Patria por la Ruta Nacional n° 12. Este problema conlleva a aumentar los tiempos de recorridos para conectar dichas localidades.

La RN12, presenta un ancho de calzada de 6,70 m con una carpeta de rodamiento de mezcla asfáltica, no cumpliendo con lo expuesto en Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial de la DNV, para la cual debería tener un ancho de calzada mínimo para este tipo de ruta de 7,3m.

Tomando como referencia la circulación desde el acceso a Santa Ana hacia Paso de la Patria, la banquina izquierda es de suelo natural compactado de 3 metros de ancho, siendo este diseño estructural deficiente e inseguro, para los volúmenes de tránsito actuales y la banquina derecha se encuentra totalmente asfaltada presentando un ancho también de 3 metros.

Dentro del tramo existen dos intersecciones importantes, una entre la RN12 con los accesos al barrio Perichón y la localidad de Santa Ana de los Guácaras y otra entre la RN12 con el acceso a Paso de la Patria en la RP9. También existen caminos vecinales y accesos a predios privados.

El pavimento actual presenta distintos tipos de fallas como fisuración, exudación, ahuellamiento, banquetas en malas condiciones las cuales se pueden apreciar en las imágenes 6, 7, 8 y 9.



Imagen 6. Banquina con mezcla asfáltica en mal estado

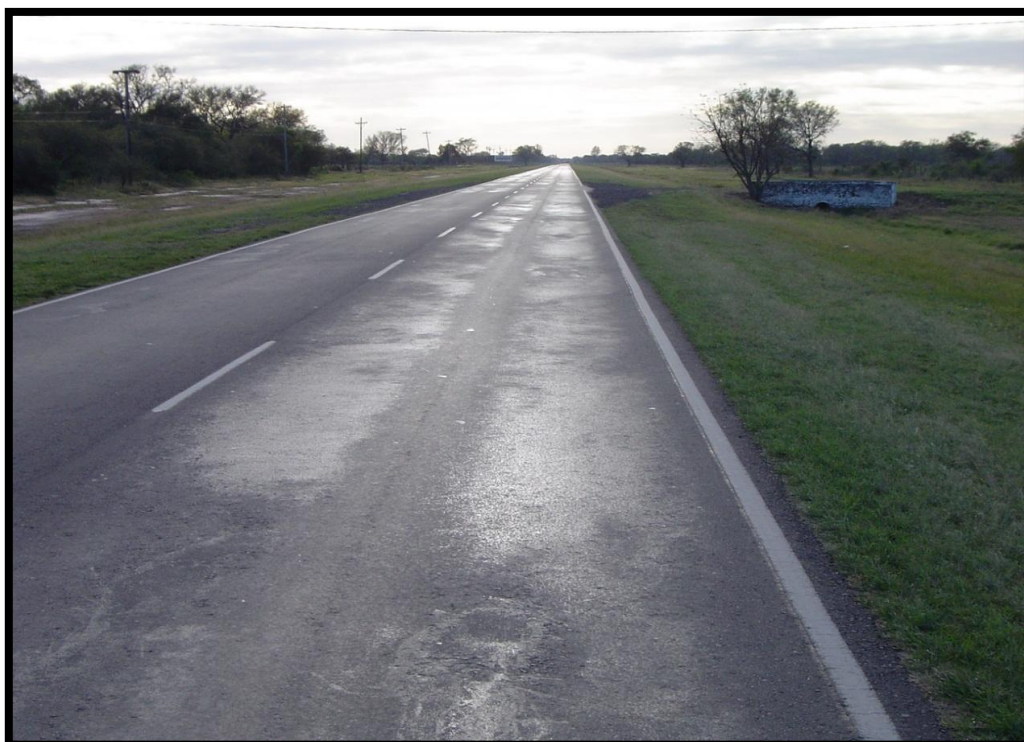


Imagen 7. Exudación presente en la calzada

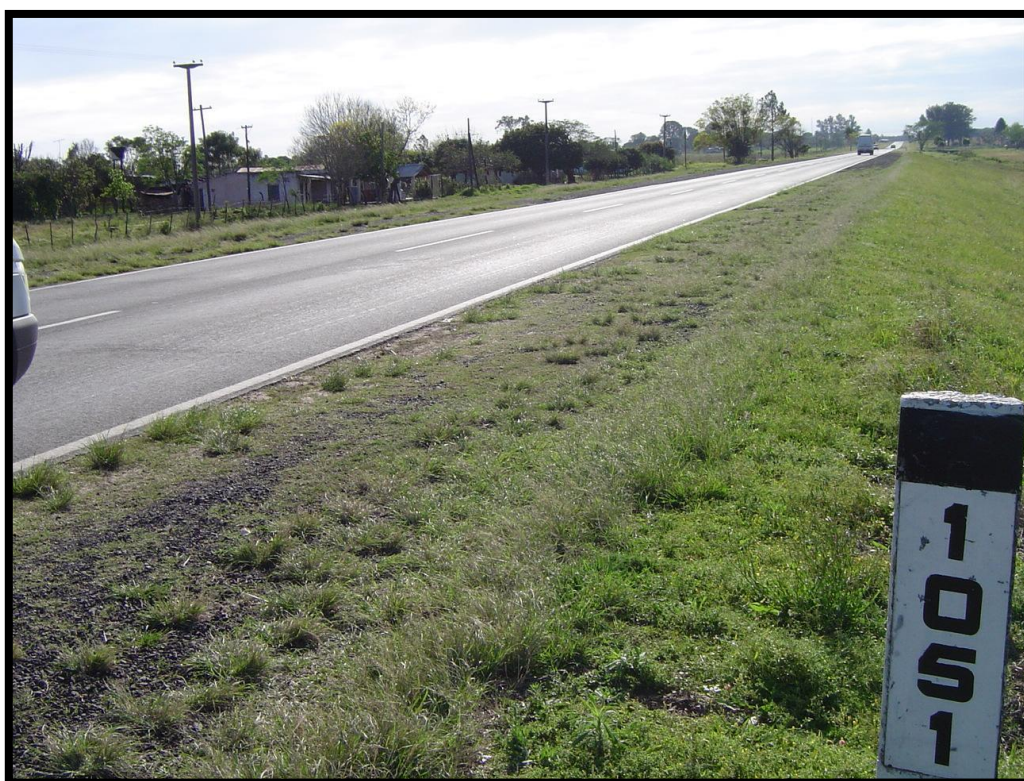


Imagen 8. Banquina de terreno natural



Imagen 9. Controles realizados diariamente por Gendarmería Nacional en el acceso a Paso de la Patria.



Capítulo 2

2.1- Objetivos

El objetivo de este trabajo es realizar el análisis de viabilidad a nivel de anteproyecto para la duplicación de calzada, con sus respectivas colectoras, adecuación hidráulica, retornos, intersecciones y diseño del “camino del peregrino”.

La RN12 presenta inconvenientes en algunas secciones de toda su longitud, donde el tramo en estudio no es una excepción presentando nivel de servicio cercano a E. El nivel de servicio (NS) es un factor que indica la calidad de flujo de la vía, siendo el NS “A” el que corresponde al tránsito más fluido, el de mejores condiciones; mientras que el NS “F”, corresponde a una circulación muy forzada. En el caso del tramo elegido el NS “E” indica velocidad uniforme entre 40 y 50 km/h y formación de largas colas de vehículos con imposibilidad de adelantamiento. Esto ocurre en la mayor parte de su recorrido y en las intersecciones con la RP43 y RP9, sobre todo los fines de semana y días festivos cuando los usuarios la utilizan para conectar las localidades donde se realizan actividades de turismo y recreación, se producen largas filas de automóviles con los problemas que esto conlleva.

El crecimiento demográfico de la zona, con la urbanización y aumento de tránsito local, provoca inconvenientes con el tránsito de paso en la vía, aumentando la posibilidad de accidentes, debido a que no existen accesos seguros a los barrios adyacentes y las intersecciones están colapsadas por el tránsito actual.

El tramo en estudio es un camino rural con un carril por sentido de circulación. El tránsito medio diario anual (TMDA) actual es de 6250 vpd,



superando lo recomendado por las normas y recomendaciones de diseño geométrico de la Dirección Nacional de Vialidad, expresado en la tabla 1, donde indica que un camino rural de dos carriles es óptimo para un TMDA entre 1.500 vpd y 5.000 vpd.

Tabla 1. Normas y recomendaciones de diseño geométrico (DNV)

CATEGORIA DEL CAMINO	CARACTERISTICAS BASICAS			Topografía	Velocidad Directriz km/h	Peralte Máximo %	Radio Mínimo	
	Volumen Tránsito Diario de Diseño	Control de Accesos	Nº de Trochas				Deseable m.	Absoluto m.
ESPECIAL	>15.000	TOTAL	>2+2	LLANURA	130	8	1.200	700
				ONDULADA	110	8	800	500
I	5.000	TOTAL	2+2	LLANURA	130	8	1.200	700
	A	O		ONDULADA	110	8	800	500
	15.000	PARCIAL		MONTAÑOSA	80	10	350	220
II	1.500	PARCIAL	2	LLANURA	120	8	800	600
	A			ONDULADA	100	8	600	400
	5.000			MONTAÑOSA	70	10	250	160
III	500	PARCIAL	2	LLANURA	110	8	800	500
	A	O SIN		ONDULADA	80	10	450	300
	1.500	CONTROL		MONTAÑOSA	60	10	180	120
IV	150	SIN CONTROL	2	LLANURA	100	8	600	400
	A			ONDULADA	70	10	250	160
	500			MONTAÑOSA	40	10	80	50
V	< 150	SIN CONTROL	2	LLANURA	90	8	520	300
				ONDULADA	30	10	120	80
				MONTAÑOSA	30	10	40	25



Por lo tanto se propone realizar una duplicación de calzada con separador central, además de retornos y colectoras cumpliendo con las normativas vigentes y la Ley de tránsito 24.449.

También se analizará a nivel de anteproyecto resolver las intersecciones de la Ruta Nacional nº 12 con la Ruta Provincial nº 43 y la Ruta Provincial nº 9.

Esto logrará que los usuarios transiten de forma segura y confortable, proporcionará mayor fluidez a los vehículos de paso y los de uso local, que podrán transitar por las colectoras que se proyectaran para poder descongestionar el tránsito urbano existente, compuesto por motocicletas, bicicletas, ómnibus y automóviles que se movilizan día a día entre las diferentes localidades.

Además de lo anteriormente mencionado, se propondrá un sendero peatonal que se denominará “camino del peregrino”, el cual proporcionará seguridad y comodidad para los usuarios que participan de las peregrinaciones anuales oficiales y que ocasionan conflictos con el tránsito existente.

Como resumen se exponen los objetivos particulares del anteproyecto:

- Análisis del nivel de servicio actual del tramo elegido
- Diseño geométrico y estructural de la duplicación de calzada
- Diseño geométrico y estructural de colectoras y retornos
- Análisis y propuesta de resolución de las intersecciones en cuestión
- Diseño del sendero peatonal “camino del peregrino”



2.2- Alcance de los objetivos

El equipo estudiará la factibilidad de la duplicación de calzada de la RN12, en el tramo mencionado, encontrando la mejor solución técnica y económica para que luego pueda ser ejecutada, mejorando la calidad de vida de los ciudadanos que transitan esa vía.

También se estudiará y propondrá la mejor solución de las intersecciones citadas en párrafos anteriores y que se encuentran dentro de la zona de estudio.

En cuanto al camino del peregrino, se analizará y propondrá una solución, la cual será un complemento a la idea principal que es la duplicación de calzada, logrando así un trabajo completo e integral de toda la zona de estudio.

2.3- Resultados esperados

Con la ejecución del anteproyecto se logrará mejorar los siguientes aspectos:

- Disminuir los costos de operación vehicular
- Garantizar la seguridad vial para todo tipo de tránsito
- Construir estructuras estables y duraderas
- Garantizar la seguridad de los peatones en las peregrinaciones

Capítulo 3

3.1- Estudios de tránsito

El análisis del tránsito comienza con un relevamiento visual del tramo elegido. En el km 1.035,48 de la Ruta Nacional n°12 existe una intersección a nivel entre dicha ruta con el acceso a Santa Ana de los Guácaras (Ruta Provincial n°43) y el acceso al barrio el Perichón, donde también se encuentra un destacamento policial. En la imagen 10 se puede apreciar lo anteriormente descrito.



Imagen 10. Imagen satelital de la intersección entre RN12 con RP43 y acceso al barrio Perichón (Google earth, año 2.016)

En el otro extremo del tramo en estudio (km 1.056,53) la Ruta Nacional nº12 presenta otra intersección a nivel con la Ruta Provincial nº9 y el acceso a Paso de la Patria, con la presencia de un destacamento de Gendarmería Nacional (Imagen 11).

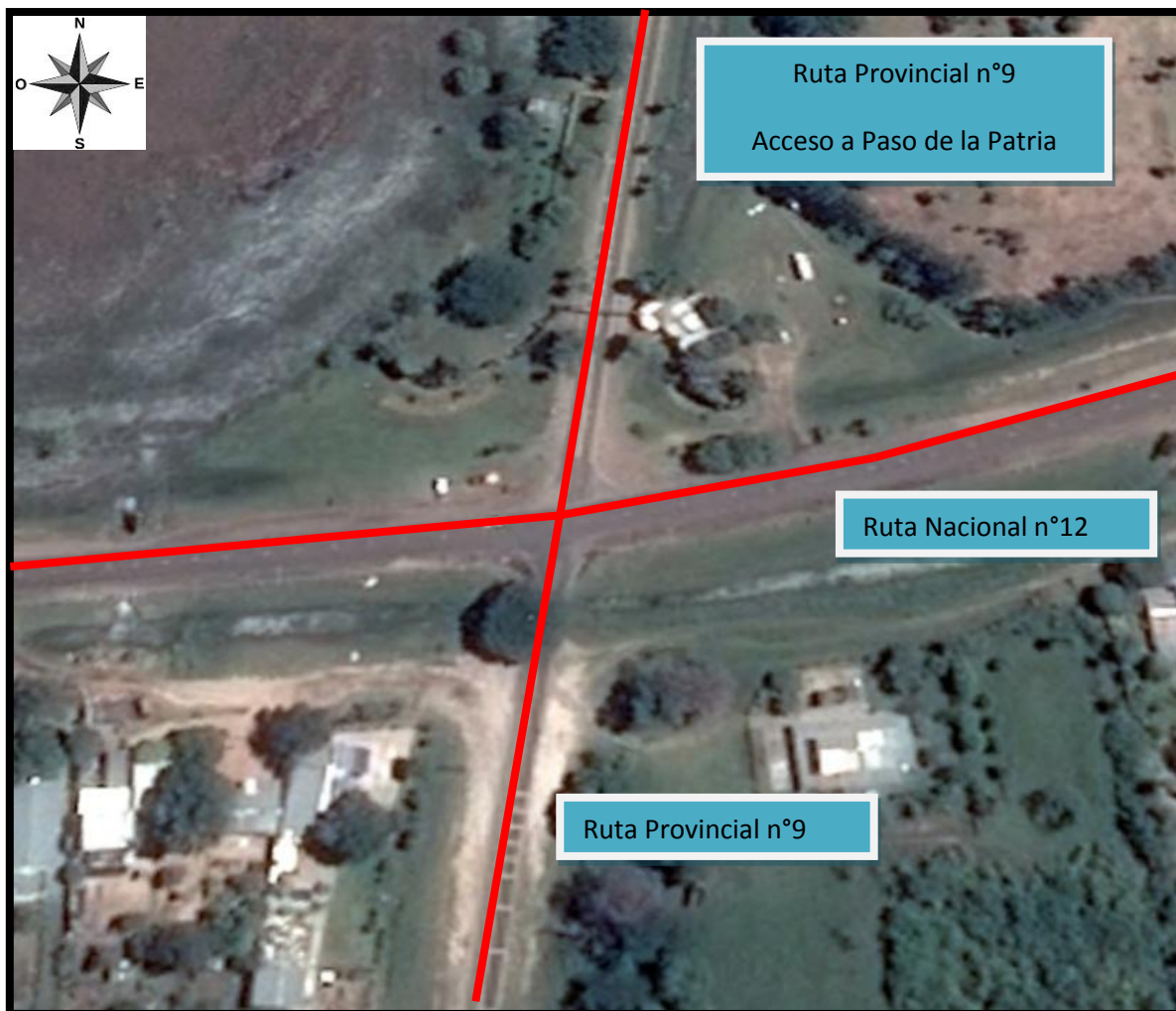


Imagen 11. Imagen satelital de la intersección entre RN12 con RPN9 y acceso a Paso de la Patria (Google earth, año 2.016)

Como criterio de subdivisión se analizó delimitar secciones donde se comprobarán cambios en el perfil de tránsito a causa de centros generadores o intersecciones importantes y si varían las características de la infraestructura.

Entre las intersecciones antes mencionadas existen 17 accesos secundarios a emprendimientos industriales e inmobiliarios representados en las imágenes 12, 13, 14, 15, 16, 17 por sus respectivas progresivas sobre la RN12. Estos accesos no implican un desvío importante del tránsito total que circula por la RN12, por lo tanto, a los efectos de los cálculos de tránsito y velocidad, se estableció que no se justifica dividir el anteproyecto, dado que el mismo es homogéneo en tránsito e infraestructura.



Imagen 12. (Google earth, año 2.016)

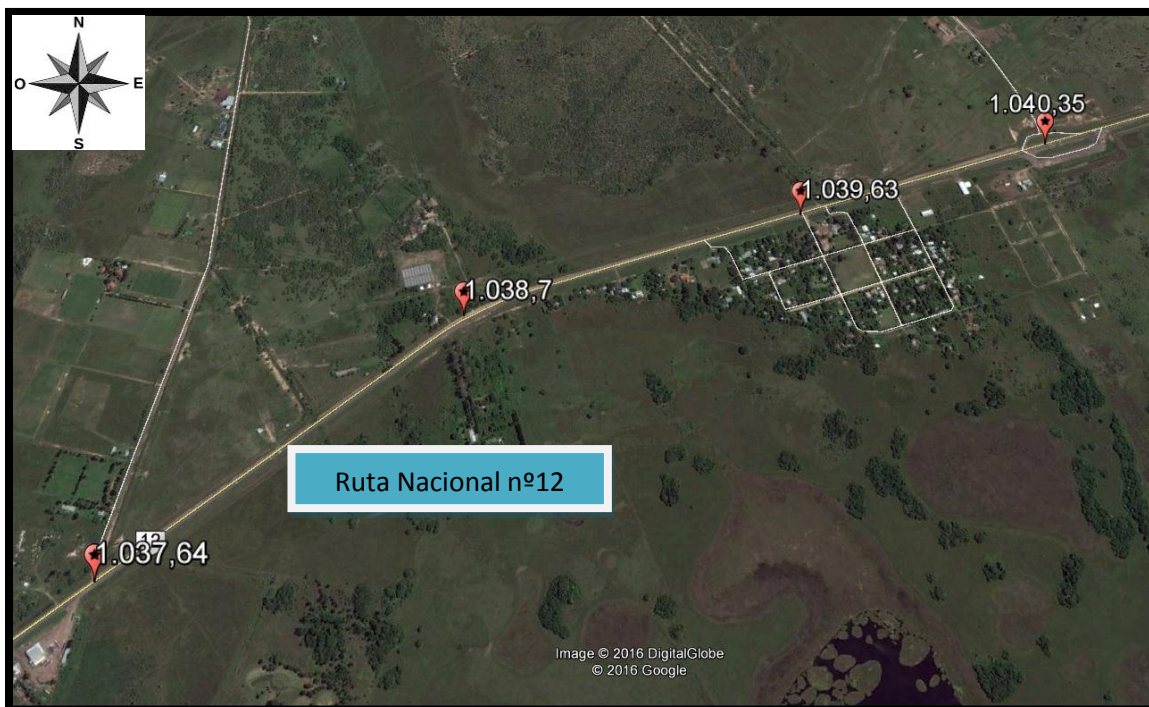


Imagen 13. Accesos a barrios y emprendimientos inmobiliarios (Google earth, año 2.016)



Imagen 14. (Google earth, año 2.016)



Imagen 15. Acceso a emprendimientos inmobiliarios (Google earth, año 2.016)



Imagen 16. Intersección con Ruta Provincial nº98 (Google earth, año 2.016)



Imagen 17. Acceso a predios privados (Google earth, año 2.016)



Para analizar el tránsito se deben tener en cuenta distintos aspectos, como el volumen, que representa el número de vehículos que atraviesan un punto de la vía en un periodo de tiempo, la composición de ese tránsito, es decir qué tipo de vehículo transita por la vía y en que porcentajes. La distribución por carril, que nos indica si uno de los sentidos de circulación tiene predominancia sobre el otro y velocidad a la que circulan los vehículos.

Estas características se obtienen de censos vehiculares, estos censos se clasifican en volumétricos y de origen y destino.

Dentro de los censos volumétricos existen 3 tipos:

- *Censos permanentes:* deben funcionar los 365 días del año en forma continua durante las 24 horas del día, proporcionando valores horarios del tránsito. De esta forma se pueden construir curvas de variación diaria, semanal y mensual, correspondientes a cada estación.
- *Censos estacionales:* operan en forma continua durante una semana corrida, cuatro veces al año, una semana en cada una de las estaciones del año.
- *Censos de cobertura:* operan durante 4, 8 o 16 horas, durante un día común de la semana proporcionando el volumen total de tránsito que pasa por la vía durante el periodo de funcionamiento, con los cuales se pueden obtener una estimación del tránsito medio diario anual del tramo.

Se recopiló la información disponible en los diversos organismos con jurisdicción sobre el área del anteproyecto. La búsqueda estuvo centrada en censos de tránsito que se habían realizado en el tramo en estudio, series de años anteriores, etc.



En esta etapa también se entrevistaron a funcionarios responsables de cada área, tratando de recoger información sobre las características del tramo que compone el anteproyecto.

Para el caso de este anteproyecto contamos con los datos proporcionados por la Dirección Nacional de Vialidad de las siguientes estaciones permanentes:

Tabla 2. Estaciones permanentes utilizadas para el estudio (DNV)

nº distrito	Distrito	Límites del tramo	Inicio	Fin
18	Chaco	Lte. c/Corrientes – Acceso a Barranqueras	1,5	5,5
10	Corrientes	Acc. a Empedrado – Acceso a Riachuelo	977,07	1.017,84
10	Corrientes	Int. RP6 - Int. RP20 (a Itatí)	1.056,53	1.089,17

También contamos con los datos del censo de cobertura realizado en el tramo de estudio los cuales son expresados en las tablas 3 y 4.



Tabla 3. Tránsito medio diario anual del tramo en estudio proporcionado por estaciones de cobertura (DNV)

Año	Progresiva inicial	Progresiva final	TMDA	Observaciones
2.006	1.035,48	1.056,53	3.500	Cobertura
2.007	1.035,48	1.056,53	3.800	Cobertura
2.008	1.035,48	1.056,53	3.900	Cobertura
2.009	1.035,48	1.056,53	3.950	Cobertura
2.010	1.035,48	1.056,53	4.400	Cobertura
2.011	1.035,48	1.056,53	5.200	Cobertura
2.012	1.035,48	1.056,53	5.800	Cobertura
2.013	1.035,48	1.056,53	5.950	Cobertura
2.014	1.035,48	1.056,53	5.850	Cobertura
2.015	1.035,48	1.056,53	6.250	Cobertura



Tabla 4. Clasificación extendida por ejes del tramo en estudio tomadas de estaciones de cobertura en distintos meses de distintos años (DNV)

PRI	PRf	Año	Mes	Horas	LIV	BU1	BU2	SA1	SA2	CA1	CA2	CA3	SE1	SE2	SE3	SE4	TMD
1.035,48	1.056,53	2.014	1	48	84,4	0,3	1,1	5,1	0,2	0,5	3,3	0,0	0,7	2,0	2,1	0,2	7.620
1.035,48	1.056,53	2.014	4	48	78,3	0,6	1,7	7,4	0,5	0,6	2,9	0,1	1,2	2,7	3,8	0,2	4.903
1.035,48	1.056,53	2.014	9	48	80,6	0,3	1,9	6,7	0,3	0,3	2,7	0,0	0,8	2,4	3,8	0,1	4.813
1.035,48	1.056,53	2.014	11	48	80,4	0,4	1,6	6,1	0,3	0,2	2,8	0,1	0,9	3,2	4,0	0,2	4.924
1.035,48	1.056,53	2.012	4	48	78,4	0,4	1,7	6,9	0,5	0,4	3,1	0,0	1,3	3,2	4,1	0,2	4.688
1.035,48	1.056,53	2.010	1	48	86,1	0,2	1,1	3,6	0,8	0,4	2,4	0,0	0,6	1,7	2,8	0,2	5.514
1.035,48	1.056,53	2.010	5	48	76,9	0,2	1,4	8,1	0,8	0,3	3,1	0,0	1,0	3,6	4,3	0,2	3.503
1.035,48	1.056,53	2.010	9	48	77,6	0,3	1,6	7,3	0,5	0,4	3,4	0,1	0,7	3,4	4,3	0,3	4.125
1.035,48	1.056,53	2.010	11	48	75,3	0,4	1,7	7,6	0,6	0,4	3,6	0,1	1,1	3,8	5,0	0,5	4.267
1.035,48	1.056,53	2.005	3	48	75,5	0,3	1,5	8,6	0,6	0,5	4,7	0,0	0,8	3,3	4,0	0,1	2.874
1.035,48	1.056,53	2.005	6	48	76,6	0,4	1,7	7,9	0,6	0,3	5,0	0,0	1,1	2,9	3,5	0,0	2.457
1.035,48	1.056,53	2.005	7	48	85,0	0,5	2,4	5,0	0,4	0,2	2,2	0,0	0,7	2,2	1,3	0,0	4.651
1.035,48	1.056,53	2.005	9	42	80,3	0,8	1,6	5,6	0,7	0,5	4,1	0,0	0,8	2,6	2,9	0,0	3.097



Los volúmenes vehiculares medios diarios anuales de la RP9 y RP43 en las intersecciones con la RN12 fueron provistos por la DPVC siendo estos los siguientes:

Tabla 5. Tránsito medio diario anual de rutas provinciales (DPVC)

Designación	TMDA
Camino al Perichón	300
RP43 acc. a Santa Ana	4.900
RN12 int. RP43 progr. ascendentes	6.250
RN12 int. RP43 progr. descendentes	11.400
RP9 acc. Paso de la Patria	2.130
RP9 hacia RP5	510
RN12 int RP9 progr. descendentes	6.250
RN12 int RP9 progr. Ascendentes	4.015

El flujo vehicular de esta zona no es constante, normalmente experimenta variaciones volumétricas que se producen dentro de cada hora, entre las distintas horas del día, durante los diferentes días de la semana, como así también durante los diferentes meses del año, denominando a estas, variaciones mensuales, diarias y horarias que dependen fundamentalmente del tipo de tránsito, su número, composición y además del tipo de camino y su localización.

Debido a que la ruta es vía principal para acceder a localidades turísticas como por ejemplo Itatí, Paso de la Patria, San Cosme, Santa Ana, tenemos datos que nos permiten realizar una aproximación bien definida de las variaciones que



presenta el tránsito, principalmente en los meses donde se producen mayores inconvenientes.

Podrá apreciarse en la tabla 4, que existe una variación en los valores absolutos de los volúmenes correspondientes a cada mes, observándose una marcada tendencia estacional en los periodos de verano y en invierno, mostrando un tránsito medio diario (TMD) en enero que representa aproximadamente un tercio mayor que el TMD de cualquiera de los otros meses en el año 2014.

En cuanto a las variaciones diarias, por estar la ruta en las cercanías de áreas urbanas y debido al desplazamiento de los habitantes de dichas áreas hacia las zonas recreativas cercanas, durante los días hábiles de la semana no se producen variaciones considerables, por el contrario, los fines de semana sobre todo en verano, tenemos una marcada variación en el flujo de tránsito.

El parámetro de mayor importancia es el tránsito medio diario anual (TMDA), y se lo define como el volumen de tránsito total anual dividido por el número de días del año.

Todo proyecto se define en función del tránsito que tendrá durante el periodo de su vida útil, tanto para obras nuevas como para obras de rehabilitación. Por lo tanto, el tránsito define la carga o solicitud a la que estará sometida la vía, también determinando el nivel de inversión posible del proyecto.

De esta manera el valor del TMDA será el que condicionará tipo de solución a adoptar en el proyecto en estudio.



3.2- Estudios geotécnicos

Estos estudios se basan en la determinación de los parámetros mecánicos y físicos del subsuelo en el tramo comprendido desde el km 1.035 hasta el km 1.056, entre los accesos a las ciudades de Santa Ana y Paso de la Patria, provincia de Corrientes.

Consisten en una serie de ensayos de laboratorio y de campaña que se realizan para poder clasificar al suelo, obtener la compactación máxima que pueden alcanzar y la humedad óptima que se necesita para alcanzar dicha compactación. También se determina la resistencia al punzonamiento del suelo (Valor Soporte) y el hinchamiento del mismo.

Los datos de los ensayos fueron provistos por:

- CONINO Consultoría Integral de Obras Civiles S.A.
- P&EE Proyectos y Estudios Especiales S.A.

3.2.1- Estudios y ensayos

Para analizar los mismos, se separan en dos grupos: los ensayos realizados en campaña y los ensayos y estudios de laboratorio.

Los ensayos en campaña consisten en una serie de procedimientos para poder obtener muestras de suelos cada cierta distancia dependiendo del tipo de terreno, generalmente en zonas de llanura para sondeos es cada 250m, dependiendo también de las condiciones que determine el pliego. En nuestro caso obtuvimos datos de sondeos cada 500m. Además, se realizaron calicatas en tres puntos dentro de la zona de estudio. En ellas se obtiene la densidad natural, la humedad, y se toma una gran cantidad de muestras de suelo para poder estudiarlas en el laboratorio.



En campaña podemos realizar los siguientes ensayos:

- Barrenos (extracción de muestras)
- Calicatas (extracción de muestras)
- Densidad in situ
- Humedad natural

Los sondeos se realizan mediante barreno en toda la profundidad con motivo de extracción de muestras, para volcar en planillas las condiciones naturales en las que se encontraba el suelo en el momento de la extracción (color, olor, textura, etc.) y luego proceder a la identificación precisa mediante los ensayos de clasificación según Highway Research Board (HRB) en nuestro caso.

De las muestras extraídas de los barrenos se realizan los siguientes ensayos:

- Granulometrías (VN-E1-65)
- Humedad natural del suelo (IRAM N°10519/70)
- Límite líquido (VN-E2-65)
- Límite plástico- índice de plasticidad (VN-E3-65)
- Clasificación de suelos de acuerdo al sistema H.R.B (VN-E4-84)

Las calicatas se realizan a cielo abierto con dimensiones de 1m x 1m medidos en planta y de hasta 1m de profundidad a fin obtener muestras en cantidad suficiente para la ejecución en laboratorio de ensayos de compactación (VN-E5-67) y valor soporte relativo por el método dinámico simplificado I (VN-E6-84).



De las muestras extraídas de las calicatas se ejecutaron los siguientes ensayos:

- Granulometrías (VN-E1-65)
- Humedad natural del suelo (IRAM N°10519/70)
- Límite líquido (VN-E2-65)
- Límite plástico- índice de plasticidad (VN-E3-65)
- Clasificación de suelos de acuerdo al sistema H.R.B. (VN-E4-84)
- Compactación de suelos (VN-E5-93)
- Determinación del valor soporte e hinchamiento de suelos (VN-E6-84).

Los ensayos de laboratorio se realizan posteriores al de los de campaña con las muestras de suelos para su estudio.

3.2.2- Humedad natural del suelo (IRAM N°10519/70)

Para determinar la humedad natural, se extrae de la bolsa que está herméticamente cerrada proveniente de los sondeos realizados en campaña, y se coloca en una bandeja previamente tarada donde se pesa 400 gr de suelo con humedad in situ, luego se lleva a estufa a 105°-110° hasta que tenga peso constante o un mínimo de 24hs. Al día siguiente se retira de la estufa y se pesa el suelo totalmente seco y realizando la diferencia entre el peso húmedo y el peso seco y luego dividiendo a está por el peso seco y multiplicándola por 100, con el fin de expresarla en porcentaje (%) obtenemos la humedad natural del suelo estudiado.



$$H = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - P_t} * 100$$

Dónde:

P1= Peso del pesafiltro más la porción de suelo húmedo

P2= Peso del pesafiltro más el suelo seco

Pt= Peso del pesafiltro vacío.

H= humedad porcentual

3.2.3- Tamizado de suelo por vía húmeda (VN-E1-65)

El objeto de este ensayo es determinar la distribución porcentual de las partículas finas de un suelo, o de la fracción fina de un material granular, de tamaño inferior a los tamices IRAM N°10, N°40 Y N°200

Para ello se toman 200gr, se coloca en una taza y se la lleva a estufa a 105-110°C, luego de esto se pesa el material a ensayar. Se cubre en su totalidad con agua, donde se deja reposar el suelo 24hs. Una vez transcurrido dicho tiempo se lleva la muestra al agitador, se agita durante 1 min aproximadamente y se vierte el contenido en el tamiz #200, donde con la ayuda de una manguera se va lavando la muestra con agua (imagen 10), cuidadosamente hasta que el agua que atraviesa el tamiz sea clara, cuando se observa esto se coloca el suelo retenido en el tamiz, en un recipiente y se lo lleva a estufa por 24hs a 105-110°C.



Una vez seco el material retenido, se coloca en un mortero y se desmenuza con cuidado. Luego se pasa por los tamices IRAM N°40 Y N°200. Se pesan las fracciones retenidas.



Imagen 18. Tamizado por vía húmeda

Tabla 6. Ejemplo de cálculo para determinar la granulometría

ESQUEMA DE CÁLCULO			EJEMPLO NUMERICO	
Peso seco inicial	P.gr	%	P=400 gr	%
Tamiz IRAM 2,0mm (N°10)	Retenido: P1 gr Pasa: P-P1=A	A/Px100	P1= 50 gr A=350 gr	350/400x100=87,5
Tamiz IRAM 425 micrómetros (N°40)	Retenido: P2 gr Pasa: A-P2=B	B/Px100	P2= 120 gr B=230 gr	230/400x100=57,5
Tamiz IRAM 75	Retenido: P3 gr	C/Px100	P3= 140	90/400x100=22,5



micrómetros (N°200)	Pasa: B-P3=V	gr	
		C= 90 gr	

3.2.4- Límite líquido (VN-E2-65)

En este ensayo, lo que se obtiene es uno de los parámetros para poder clasificar el suelo en estudio.

Límite líquido: es el contenido de humedad expresado en % de suelo seco, existente en un suelo en el límite entre el suelo plástico y el estado líquido del mismo. Este límite se define arbitrariamente como el contenido de humedad necesario para que las dos mitades de una pasta de suelo de 1 cm de espesor fluyan y se unan en una longitud de 12mm, aproximadamente en el fondo de la muesca que separan las dos mitades, cuando la capsula que le contiene golpea 25 veces desde una altura de 1 cm, a la velocidad de 2 golpes por segundo"

Procedimiento: el mismo consiste en tomar 400gr de suelo secado al aire y pasarlo por el tamiz IRAM n°40 en su totalidad, si existen grumos, se colocan en un recipiente de porcelana con mortero del mismo material y se los desmenuza cuidadosamente evitando romper las partículas del suelo, se lo vuelve a pasar por el tamiz #40 y lo que queda retenido se lo vuelve a desmenuzar en dicho mortero y luego se lo vuelve a pasar por el tamiz mencionado y así sucesivamente hasta que pase en su totalidad el suelo.



Una vez finalizado el tamizado, se toman unos 50 o 60 gr y se les va agregando agua muy cuidadosamente, en este paso es muy importante la experiencia del laboratorista para no abusarse con el agua, cuando el suelo adquiere una consistencia “flexible” se lo coloca en el aparato de Casagrande (imagen 11), previamente calibrado, se lo acomoda de una manera que en el centro de la copa haya un 1 cm de espesor de suelo y se lo enrasa con la espátula, luego de esto se comienza a dar unos golpes a la copa que tiene “caída libre” de 1cm, a una razón de dos golpes por segundo y se van contando los mismos, cuando se observa que la muesca se va cerrando hasta unos 12 mm se detiene el ensayo y se anota la cantidad de golpes que se necesitaron para que la ranura se cierre en esa medida aproximadamente. Luego de esto se saca una porción de suelo contenido en la copa, se lo coloca en un pesafiltro, se pesa y se lleva a estufa a 105-110°C hasta peso constante, se pesa nuevamente, ya con el suelo seco y se obtiene la humedad para calcular dicho límite.

Para calcular el límite líquido existen varios métodos que están en función de la precisión que se desea obtener, se calculó dicho parámetro con el método de un punto, con la siguiente formula.

$$H = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - P_t} * 100 \qquad LL = \frac{H}{1.419 - 0.3 * \log N}$$

Dónde:

P1= peso del pesafiltro más la porción de suelo húmedo

P2= peso del pesafiltro más el suelo seco

Pt= peso del pesafiltro vacío.

H= humedad porcentual

N= números de golpes

El número de golpes tiene que estar cercano a los 25 golpes, si la ranura de suelo fluye con pocos golpes significa que el suelo contiene mucha agua y si directamente no se “cierra” es porque le falta agua para estar cercano al límite líquido.



Imagen 19. Copa de Casagrande

3.2.5- Límite plástico (VN-E3-65)

Luego de realizar el ensayo de límite líquido, se procede con este ensayo que tiene por objeto determinar otro parámetro del suelo para su clasificación.

Límite plástico: es el contenido de humedad existente en un suelo expresado en % del peso de suelo seco, en el límite entre el estado plástico y el estado sólido del mismo.

Este límite se define arbitrariamente como el más bajo contenido de humedad con el cual el suelo, al ser moldeado en barritas cilíndricas de menor

diámetro cada vez, comienza a agrietarse cuando las barritas alcanzan a tener 3 mm de diámetro.

El ensayo consiste en tomar el suelo que se utilizó para el límite líquido e ir adicionando suelo seco, mezclándolo hasta observar una consistencia plástica, luego con la palma de la mano ir formando unos cilindros de suelo de diámetro uniforme. Cuando estos cilindros comienzan a agrietarse al alcanzar los 3 mm de diámetro, se llega al límite de plasticidad del suelo.

Estos cilindros se colocan en pesafiltros se pesan y se llevan a estufa a 105-110°C hasta peso constante

El límite plástico se obtiene con la siguiente ecuación:

$$LP = \frac{P_1 - P_2}{P_2 - P_t} * 100$$



Imagen 20. Cilindros de suelo para el ensayo del límite plástico



3.2.6- Índice de plasticidad

Es la diferencia numérica entre los valores del límite líquido y el límite plástico del mismo suelo. -

$$IP = LL - LP$$

3.2.7- Índice de grupo

Este índice se determina con la formula basada en la granulometría, limite liquido e índice plástico del suelo.

La ecuación es la siguiente:

$$IG = (F - 35) * [0.20 + 0.005 * (LL - 40)] + 0.01 * (F - 15) * (IP - 10)$$

Cuando el valor hallado resulta negativo el índice de grupo será registrado como 0. Se toma el número entero más cercano al valor calculado.

3.2.8- Clasificación de suelos (VN – E4 – 84)

El sistema de clasificación de suelos del H.R.B. para obras de ingeniería, está basado en el comportamiento de los suelos utilizados en obras viales. Los suelos de similares capacidades portantes y condiciones de servicio fueron agrupados en 7 grupos básicos desde el A-1 al A-7.-

Humedad natural, lavado por vía húmeda, limite líquido, limite plástico, índice de plasticidad e índice de grupo son los parámetros necesarios para realizar la clasificación de suelo HRB (Highway Research Board).



Los suelos de cada grupo tienen, dentro de ciertos límites, características en común. A menudo, dentro de cada grupo hay una amplia variación en las capacidades portantes, cuyos valores pueden ser comunes a distintos grupos. Por ejemplo, un suelo A-2 puede contener materiales con capacidad portante más alta que los de un A-1, y en condiciones excepcionales puede ser inferior a las de los mejores suelos de los grupos A-6 y A-7. En consecuencia, si solo se conoce de un suelo el grupo al que pertenece en la clasificación del HRB su capacidad portante puede variar entre límites amplios. La calidad de los suelos, para ser utilizados en subrasantes, va disminuyendo desde el A-1 al A-7 que es el más pobre. -

En los últimos años, estos 7 grupos básicos de suelos fueron divididos en subgrupos y se ideó el índice de grupo, para diferenciar aproximadamente algunos suelos dentro de cada grupo. Los índices de grupo, aumentan su valor con la disminución de la condición del suelo para constituir subrasantes. El crecimiento del índice de grupo, en cada grupo básico de suelo, refleja los efectos combinados de los crecimientos del límite líquido e índice de plasticidad y el decrecimiento de los materiales gruesos en detrimento de la capacidad portante de la subrasante. -



Imagen 21. planilla de clasificación de suelos HRB

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
Grupo:	A-1		A-3					A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- - 35 máx				- - 36 mín			
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 Límite líquido Índice de plasticidad											
	- 6 máx		- NP (1)	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín (2) 11 mín
Constituyentes principales	Fracmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo			

(1): No plástico

(2): El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30

El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30



3.2.9- Compactación de suelos: (VN-E5-93)

Este ensayo tiene como objetivo determinar el mayor valor de peso unitario, lo que se conoce como densidad seca máxima con la humedad óptima para el suelo en estudio.

Consiste en encontrar la humedad óptima, por diferencia de pesos unitarios hasta hallar el mayor valor del mismo, que será la densidad máxima seca.

Procedimiento: el suelo a estudiar, viene del ensayo de campaña en bolsas cerradas herméticamente, se toma de las mismas una porción de suelo para determinar su humedad con el ensayo de humedad natural del suelo (IRAM N° 10519/70).

Luego de esto se tamiza todo el suelo por el tamiz #4 para separar el suelo granular del suelo fino.

Se pesan 2,5kg de suelo seco y se lo distribuye en el fondo de la bandeja se vierte el contenido de agua determinado y se homogeniza con la espátula.

La norma dice que debemos preparar para realizar 6 puntos con humedades crecientes. Pero con cinco son suficientes, tres en la rama ascendente y dos en la rama descendente.

En función del tipo de suelo a ensayar, debemos elegir qué tipo de ensayo a realizar. Existen varias maneras de compactación que están en función del molde, el peso, la altura del pisón, el número de capas de suelo y el número de golpes.

Según los datos obtenidos el tipo de suelo varia a lo largo del tramo predominando los A6 según la clasificación de suelos HRB, mencionada



anteriormente, por lo tanto, el ensayo de compactación que se explicará a continuación es el T-99, con un molde de 101,6mm de diámetro, una altura de caída de 30,5cm; un número de capas de 3 y 25 golpes por capa.

La compactación de la probeta se va realizando por capas como lo mencionamos, se verifican las constantes del molde: peso del molde (P_m) sin collar, pero con base y su volumen interior (V), se coloca en el mismo una cierta cantidad de suelo a ensayar aproximadamente un tercio de la altura del molde con el collar de extensión, se coloca el pisón dentro de este y se deja caer el mismo 25 golpes, uniformemente distribuidos sobre la superficie del suelo. Luego con un cuchillo o elemento cortante se escarifica el suelo y se coloca la siguiente capa.

Se repite la operación indicada en el párrafo anterior las veces que sea necesario para completar la cantidad de capas previstas, poniendo en tal caso, la cantidad de suelo necesario para que, al terminar de compactar la última capa el molde cilíndrico quede lleno y con un ligero exceso, 5 a 10mm.

Se retira con cuidado el collar de extensión y con una regla metálica se limpia el exceso de material. Se limpia exteriormente el molde con un pincel y se pesa (P_h).

Se saca la probeta del molde, con el extractor de probetas. Se toma una porción de suelo que sea promedio de todas las capas, se coloca en un pesafiltro y se pesa. Se seca en estufa a 100 - 105° C, hasta peso constante, para efectuar la determinación de humedad.

Se da por finalizado el ensayo cuando se tiene la certeza de tener dos puntos de descenso en la curva humedad-densidad



Para cada contenido de humedad de la probeta, determinado en la forma indicada en los párrafos precedentes,

Se calculan:

La densidad húmeda (D_h) del suelo compactado, aplicando la fórmula:

$$D_h = \frac{P_h - P_m}{V} * 100$$

Donde:

P_h = peso del molde con el material compactado húmedo.

P_m = peso del molde.

V = volumen interior del molde.

La densidad seca (D_s), que se obtiene mediante la fórmula:

$$D_s = \frac{D_h * 100}{100 + H}$$

Donde:

D_h = densidad húmeda.

H = humedad, en %, del material compactado.



Imagen 22. Equipo para la compactación de suelos

3.2.10- Determinación del valor soporte e hinchamiento de suelos

(VN-E6-84)

Esta norma establece el procedimiento a seguir para obtener el valor soporte relativo del suelo en estudio y su hinchamiento

Valor soporte relativo (VSR): de un suelo es la resistencia que ofrece al punzado una probeta del mismo, moldeada bajo ciertas condiciones de densificación y humedad, y ensayada bajo condiciones preestablecidas. Se la expresa como porcentaje respecto de la resistencia de un suelo tipo tomado como patrón.



Hinchamiento: es el aumento porcentual de altura, referido a la altura inicial, que experimente una probeta de suelo cuando la humedad de la misma aumenta por inmersión, desde la humedad inicial de compactación hasta la alcanzada por la probeta al término del periodo de inmersión.

Existen 4 métodos para realizar este ensayo y son los siguientes:

- Método estático a carga fija preestablecida
- Método estático a densidad prefijada
- Método dinámico N° 1 (simplificado)
- Método dinámico N° 2 (completo)

Procedimiento: El método con el cual se realizó el ensayo es el dinámico N° 1. Previamente se hizo el ensayo de compactación de suelos: (VN-E5-93).

La norma indica dos procedimientos de preparación de la muestra en función del tamaño de las partículas si son mayores o menores a 19mm (3/4"). Como el suelo en general que predomina en nuestro suelo es del tipo A6 según la clasificación H.R.B. las partículas son menores a 19mm.

Por lo tanto, se sigue el camino indicado en la norma: el suelo no contiene partículas de tamaño superior a 19mm (3/4").

Se secan alrededor de 40kg de suelo, al aire o en estufa, siempre que la temperatura no exceda los 60°C. Se desmenuza la muestra, se mezcla bien el suelo y por cuarteo se separan 6 porciones de 6kg cada una.

Se agrega agua hasta llevarla a la humedad óptima previamente determinada con el ensayo VN-E5-67 y luego se compacta.



Compactación de la muestra: antes de empezar con la compactación, se verifican los pesos de los moldes con sus collares de extensión y placas de base.

Se coloca el disco espaciador en el molde el papel filtro y se compacta la primera muestra en 5 capas con 56 golpes cada capa. La segunda y tercer muestras siguen el mismo procedimiento con la diferencia de que en cada capa se aplican 25 y 12 golpes respectivamente. Se preparan dos probetas para cada condición.

Luego de esto se determina la humedad de la probeta, se saca el collar de extensión y se enrasa la muestra con una regla metálica. Se coloca un papel filtro sobre la cara enrasada, se retira la base y el disco espaciador. Se da vuelta el molde quedando la parte superior como fondo donde se coloca nuevamente la base y el collar de extensión y se pesa todo el conjunto.

Determinación del hinchamiento: se colocan las pesas adicionales que sean necesarias, que van a estar en función del destino estructural que va a tener el suelo. Se coloca sobre el molde el trípode con extensómetro, se regula el mismo hasta que el dial quede en cero. Se coloca el conjunto en una pileta y se cubre en su totalidad con agua. La probeta se mantuvo 4 días en inmersión, midiéndose todos los días el hinchamiento del suelo.

El cuarto día de inmersión, después de leer el hinchamiento total en valor absoluto, se retira el molde de la pileta.

$$Hinchamiento(\%) = \frac{hn * 100}{11.66}$$



Ensayo de penetración: se coloca el molde, en la prensa con el aro dinamométrico adecuado que está en función del tipo de suelo a ensayar. Se colocan las diales en cero y se agregan las sobrecargas calculadas, (las mismas que se usaron para la inmersión) el dial que mide las penetraciones debe fijarse al pistón de penetración y apoyar su vástago libre sobre el borde del molde.

Las cargas se aplican suavemente a una velocidad de avance del pistón igual a 1,27mm/min. Se anotan las lecturas del dial dinamométrico obtenidas para penetraciones de 0,64mm, 1,27mm, 1,91mm, 2,54mm, 5,1mm, 7,6mm, 10,2 mm y 12,7mm.

Las cuatro primeras lecturas sirven para corregir la curva penetración vs cargas si la misma resulta cóncava hacia arriba.

El VSR está dado por el valor correspondiente a la penetración de 2,5mm, si el valor de la penetración de 5,1mm es mayor que la anterior se repite el ensayo. Si en la verificación el valor de la penetración de 5,1 mm sigue siendo mayor, este valor será el resultado del VSR.

Cálculo del valor soporte: lo primero que se hace es la representación gráfica, en un sistema de ejes cartesianos se llevan en abscisas los valores de penetración en mm y sobre las ordenadas los valores de las lecturas del aro dinamométrico. Se une con un trazo continuo los puntos obtenidos y si la curva tiene una forma de “S” no es necesario corregirla, es decir si no cambia su curvatura.

La resistencia a la penetración RPU se obtiene multiplicando a la lectura “L” del dinamómetro por su factor “F” y dividiendo el producto por la sección “S” del pistón de penetración, se obtiene en kg/cm².

$$RPU = \frac{L * F}{S} (kg/cm^2)$$

El valor de soporte relativo es debido a que está referido a un valor soporte original que encontró el autor del método experimentalmente, para la condición embebida.



Imagen 23. Inmersión de probetas para determinar el hinchamiento del suelo

3.2.11- Yacimientos

Para la realización de la duplicación de calzada, se proyecta un nuevo terraplén con los suelos cercanos a la zona de estudio.

Los yacimientos se deben ubicar a lo largo del tramo en estudio, para no encarecer los gastos de transporte para el movimiento de suelo

Para determinar la cantidad mínima de movimiento de suelos se definió una sección transversal tipo, que multiplicada por la longitud del tramo, establece la cantidad mínima de m³ de suelo que se necesita para completar el terraplén.

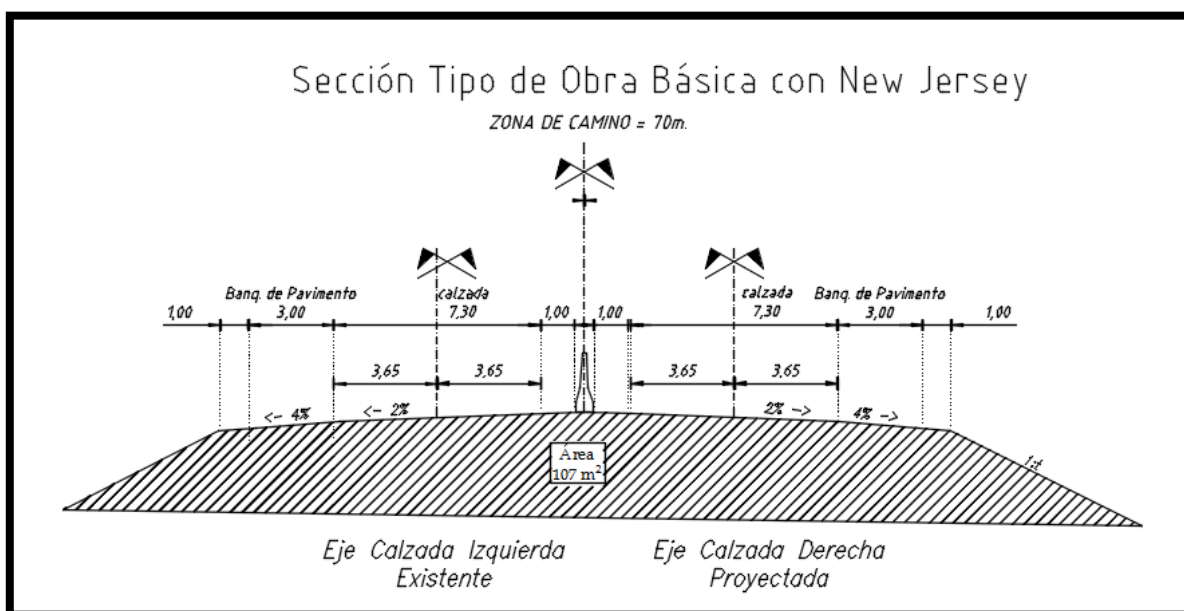


Imagen 24. Sección tipo de obra básica

La sección tipo tiene 107m² aproximadamente multiplicada por la longitud del tramo en estudio que es de 21,5km = 21.500m.

$$107\text{m}^2 \times 21.500\text{m} = 2.300.500\text{m}^3$$



El volumen de movimientos de suelos mínimo que hay que realizar para el anteproyecto de duplicación de calzada, es de $2.300.500\text{m}^3$.

Generalmente los yacimientos se realizan de $200\text{m} \times 200\text{m}$ y la profundidad es variable, pero en la práctica, no supera los 3m . Por lo tanto si tenemos en cuenta estos valores, un yacimiento tipo nos arrojaría un volumen de suelo de:

Volumen de yacimiento tipo = $200\text{m} \times 200 \times 3\text{m} = 120.000\text{m}^3$.

Con este valor podemos determinar el número de yacimientos mínimos que se necesitarán para realizar el movimiento de suelos.

Número de yacimientos = $2.300.500\text{m}^3 / 120.000\text{m}^3 = 20$ yacimientos

3.2.12- Resultados de ensayos

A continuación, presentamos una síntesis de los resultados obtenidos en los ensayos, y la ubicación de los mismos en el tramo en estudio, los cuales se encuentran detallados en el anexo 1.

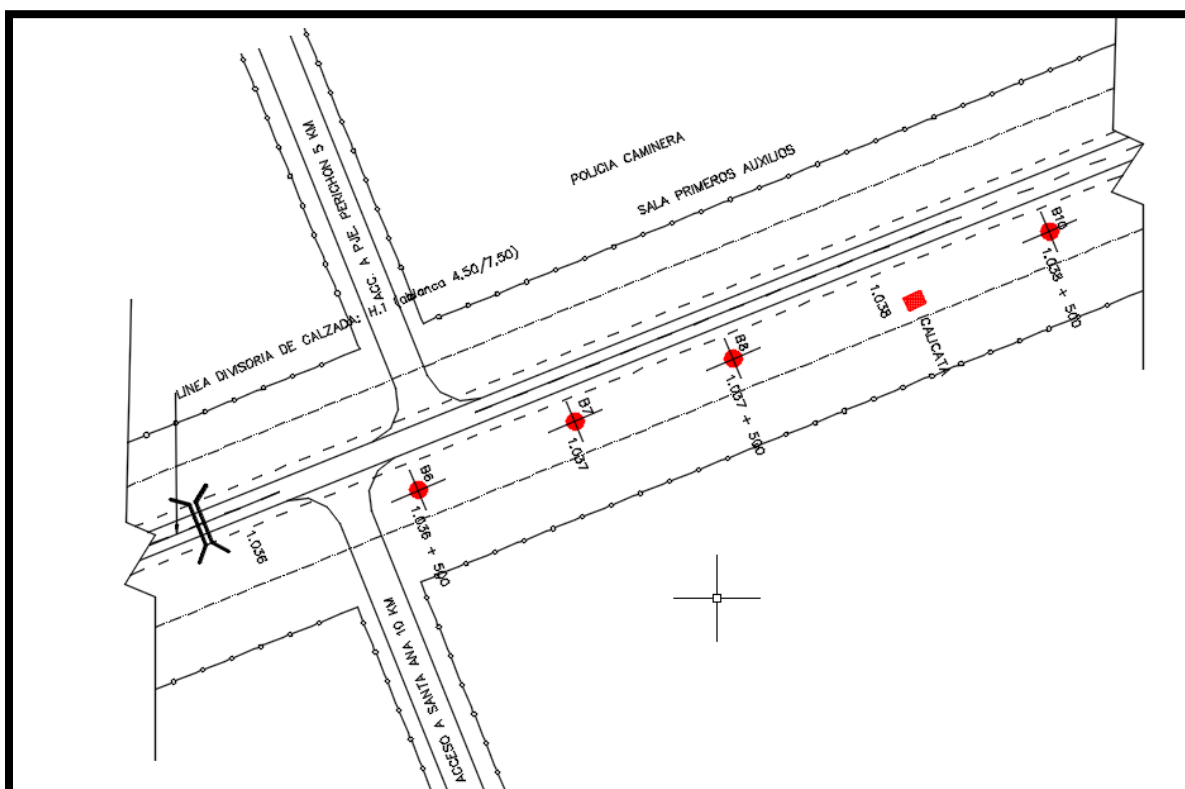


Imagen 25. Ubicación de calicatas y barrenos

**Tabla 7.** Resumen de resultados obtenidos de ensayos sobre la muestra extraída

CALICATAS						
N°	PROG.	PROCTOR		V.S.R	DENSI. IN SITU	AGRESIV.
		DENSIDAD SECA MAX (gr/cm3)	HUMEDAD OPTIMA(%)	VALOR ADOPT.	Grado de compact. (%)	
1	1038+000	1,71	22,3	5,40	87,7	NO
2	1045+000	1,68	17,1	4,70	85,3	NO
3	1052+000	1,86	8,2	11,40	89,7	NO



Tabla 8. Resumen de resultados obtenidos de ensayos sobre las muestras de los barrenos

RESUMEN DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS					
BARRENOS		PROFUNDIDADES			
DENOMINACIÓN	PROG.	0.00	0.50	1.00	1.50
B1	1.034+000	A-6(4)	A2-4(0)	A-6(7)	A-6(7)
B2	1.034+500	A-6(5)	A-6(1)	A-6(10)	A-6(3)
B3	1.035+000	A-4(0)	A-6(6)	A-6(4)	A-6(4)
B4	1.035+500	A-6(3)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B5	1.036+000	A-6(4)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B6	1.036+500	A-6(2)	A-6(6)	A-6(6)	A-6(6)
B7	1.037+000	A-6(2)	A-6(8)	A-6(7)	A-6(7)
B8	1.037+500	A-4(1)	A-4(1)	A-6(6)	A-6(7)
CALICATA	1.038+000	A6-(10)			
B10	1.038+500	A-4(6)	A7-6(16)	A-6(7)	A-6(7)
B11	1.039+000	A-4(0)	A-6(4)	A-6(5)	A-6(5)
B12	1.039+500	A2-6(0)	A2-4(0)	A-6(2)	A-6(3)
B13	1.040+000	A2-4(0)	A2-4(0)	A-6(2)	A-6(3)
B14	1.040+500	A2-4(0)	A2-4(0)	A-6(2)	A-6(3)
B15	1.041+000	A-6(3)	A-6(7)	A-6(4)	A-6(4)
B16	1.041+500	A-3(1)	A-4(1)	A-6(5)	A-6(6)
B17	1.042+000	A-6(4)	A-6(5)	A-6(3)	A-6(3)
B18	1.042+500	A-4(0)	A7-6(19)	A-6(3)	A-6(3)
B19	1.043+000	A-6(7)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B20	1.043+500	A-6(9)	A-6(9)	A-6(6)	A-6(8)
B21	1.044+000	A-4(0)	A-6(7)	A-6(4)	A-6(4)



B22	1.044+500	A-6(3)	A-6(7)	A-6(7)	A-6(7)
CALICATA	1.045+000	A-6(9)			
B24	1.045+500	A-6(5)	A-6(1)	A-6(10)	A-6(3)
B25	1.046+000	A-4(0)	A-6(6)	A-6(4)	A-6(4)
B26	1.046+500	A-6(3)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B27	1.047+000	A-6(4)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B28	1.047+500	A-6(4)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B29	1.048+000	A-6(3)	A-6(7)	A-6(4)	A-6(4)
B30	1.048+500	A-4(0)	A-6(4)	A-6(5)	A-6(5)
B31	1.049+000	A-6(3)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B32	1.049+500	A-2-4(4)	A-2-4(4)	A-6(1)	A-6(3)
B33	1.050+000	A-3(4)	A-4(5)	A-6(3)	A-6(3)
B34	1.050+500	A-2-4(3)	A-2-4(4)	A-6(3)	A-6(3)
B35	1.051+000	A-4(5)	A-4(1)	A-6(10)	A-6(3)
B36	1.051+500	A-2-4(3)	A-2-4(7)	A-2-(4)	A-6(4)
CALICATA	1.052+000	A-2-4(0)			
B38	1.052+500	A-2-4(4)	A-2-4(5)	A-6(3)	A-6(3)
B39	1.053+000	A-3(1)	A-4(1)	A-6(5)	A-6(6)
B40	1.053+500	A-2-4(4)	A-2-4(5)	A-2-4(7)	A-6(3)
B41	1.054+000	A-6(4)	A-6(4)	A-6(3)	A-6(3)
B42	1.054+500	A-2-4(3)	A-2-4(4)	A-6(3)	A-6(3)
B43	1.055+000	A-4(0)	A-4(3)	A-6(4)	A-6(4)
B44	1.055+500	A-2-4(0)	A-2-4(6)	A-4(4)	A-6(2)
B45	1.056+000	A-2-4(3)	A-2-4(7)	A-2-4(4)	A-6(4)
B46	1.056+500	A-2-4(4)	A-2-4(5)	A-2-4(3)	A-6(3)

3.3- Estudios topográficos



Esta parte se centra en el análisis de los datos planimétricos y altimétricos del terreno donde se implantará la obra.

Con los datos planialtimétricos procesados podemos definir los perfiles transversales y longitudinales que se utilizarán para el proyecto de la rasante, el eje longitudinal, determinar el volumen de movimiento de suelos que se debe realizar para el anteproyecto, entre los parámetros más importantes.

La planimetría y altimetría se obtuvo a través del OCCOVI, el cual relevó, las construcciones, elementos existentes, obras de arte, cruces y accidentes topográficos para determinar planialtimétricamente, las características físicas del terreno, desagües naturales, para realizar el anteproyecto.

Para representar la información en planos, se adopta, un sistema compuesto de planimetría y altimetría, complementado con perfiles transversales, los mismos se encuentran en el Anexo n°2.

3.4- Estudios hidrológicos

La zona de emplazamiento de la ruta se encuentra en la provincia de Corrientes en una zona plana que presenta características mayormente de almacenamiento, está constituida por esteros y humedales como así también lomas. La traza del tramo está situada sobre dos arroyos naturales, arroyo Sánchez y el arroyo Bay.

Mediante las imágenes satelitales del Landsat 8, con combinación de bandas 5, 6 y 4 de las fechas: 05/11/2013 – 17/11/2016 – 14/04/2017, en las cuales la zona de influencia se encontraba anegada y con la ayuda de Google

earth se pudo determinar las zonas altas mediante el trazado de una línea teniendo en cuenta las transfluencias. De esta manera se llegó a delimitar la subcuenca (imagen 26) de aporte a las alcantarillas existentes en el tramo.

La divisoria de la sub cuenca se realiza en el capítulo 7.

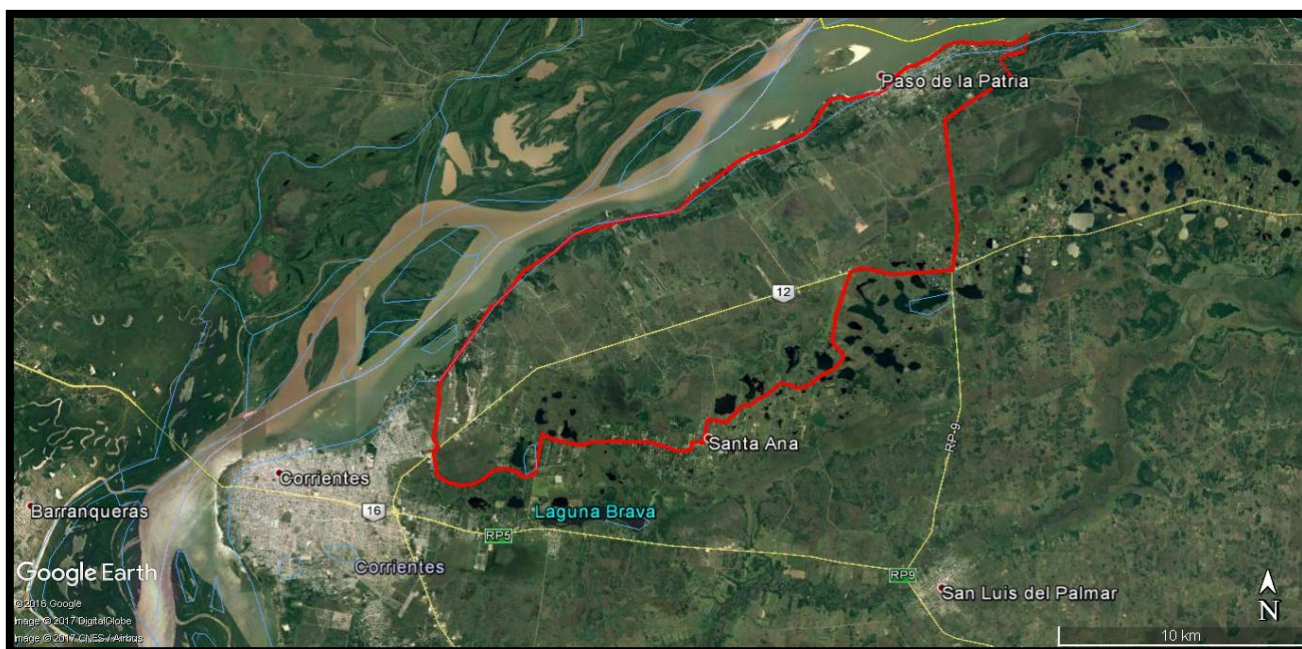


Imagen 26. Sub cuenca definida (Google earth, año 2.017)

Además de esto, con ayuda de la carta del IGN, hoja 2760-30 proyección conforme Gauss Krugger año 1.993 se observó las características hidrológicas de la zona de estudio, en la cual existen bañados del tipo perenne e intermitente que se alimentan de precipitaciones y trasvases, estas descargan el exceso de agua al ser superada la cota de recarga en distintos canales, algunos artificiales y otros naturales, estos cauces tienen su recorrido de sur a norte.

Para obtener la dirección de escurrimiento en la zona trabajamos con la carta del IGN, hoja 2760-30 proyección conforme Gauss Krugger año 1.993, puntos acotados de alta precisión y curvas de nivel ya relevadas. Mediante el programa Surfer se extrapolaron los puntos acotados en el mapa para así obtener curvas de nivel con menor equidistancia, pudiendo observar con mayor precisión el sentido de escurrimiento (imagen 27) y áreas de aporte a las alcantarillas existentes.

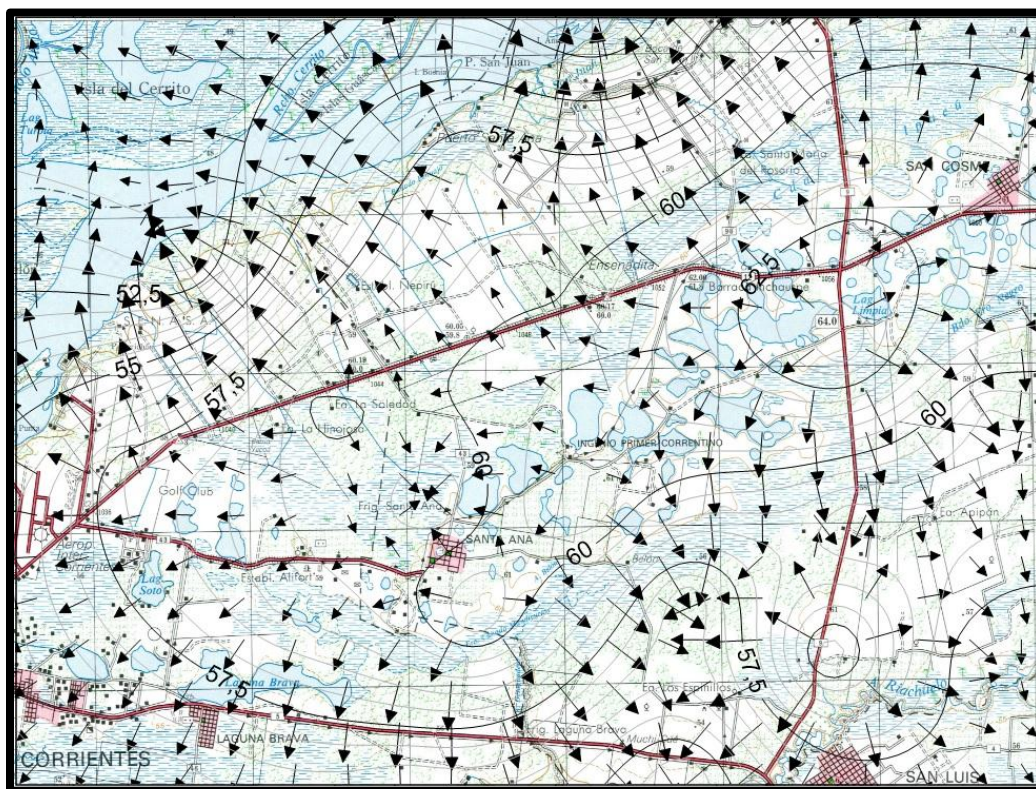


Imagen 27. Curvas de nivel vectorizadas sobre mapa IGN (Software Surfer).



Las alcantarillas existentes fueron relevadas por el equipo, este es un dato muy importante ya que al ser una zona de almacenamiento los escurrimientos no se observan claramente.

En el tramo existen 14 alcantarillas de hormigón ubicadas según las imágenes 28, 29 y 30 las cuales cruzan transversalmente el eje del camino. Las dimensiones de las alcantarillas se detallan en la tabla 9 y El funcionamiento de cada alcantarilla, estado actual de la misma, así como también alguna otra observación que se determinó se detallan a continuación:

Alcantarilla n°1 (Progresiva: 1.036,71)

Sentido de escurrimiento: se observó que el sentido de escurrimiento es de oeste a este.

Funcionamiento: el escurrimiento del agua era laminar casi estacionario en el momento de la observación.

Estado actual: presencia de mucha vegetación, la cual es un indicio de escaso escurrimiento.

Alcantarilla n°2 (Progresiva: 1.038,25)

Sentido de escurrimiento: oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: Importante socavación en el lado oeste de la alcantarilla.

Observación: falta del ala oeste de la alcantarilla.



Alcantarilla n°3 (Progresiva: 1.039,75)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: malas condiciones, acumulación de basura.

Alcantarilla n°4 (Progresiva: 1.041,63)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: buenas condiciones.

Alcantarilla n°5 (Progresiva: 1.043,44)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento con gran velocidad.

Estado actual: buenas condiciones.

Observaciones: cabe mencionar que es una alcantarilla doble separada por un tabique de 30cm de espesor de hormigón armado.

Alcantarilla n°6 (Progresiva: 1.044,44)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento rápido.

Estado actual: buenas condiciones sin señal de deterioro.



Imagen 28. Ubicación de alcantarillas 1, 2, 3, 4, 5 y 6. (Google earth, año 2017)

Alcantarilla n°7 (Progresiva: 1.046,28)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: buenas condiciones.

Alcantarilla n°8 (Progresiva: 1.048,43)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: buenas condiciones.

Alcantarilla n°9 (Progresiva: 1.050,14)



Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: escurrimiento laminar.

Estado actual: buenas condiciones.

Alcantarilla n°10 (Progresiva: 1.051,25)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: se pudo observar un escurrimiento fuerte.

Estado actual: El ala oeste se encuentra deteriorada y el ala este en buenas condiciones.



Imagen 29. Ubicación de alcantarillas 7, 8, 9 y 10. (Google earth, año 2017)

Alcantarilla n°11 (Progresiva: 1.053,27)



Sentido de escurrimiento: no presenta sentido de escurrimiento definido. La alcantarilla sirve de nivelación para ambos lados de la ruta.

Funcionamiento: La alcantarilla sirve de nivelación para ambos lados de la ruta.

Estado actual: con exceso de vegetación, indicando falta de mantenimiento, así como también escases de escurrimiento.

Alcantarilla nº12 (Progresiva: 1.054,12)

Sentido de escurrimiento: no presenta sentido de escurrimiento definido. La alcantarilla sirve de nivelación para ambos lados de la ruta.

Funcionamiento: sirve como alcantarilla de nivelación.

Estado actual: Exceso de vegetación.

Alcantarilla nº13 (Progresiva: 1.055,01)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: sirve como alcantarilla de nivelación.

Estado actual: buen estado.

Alcantarilla nº14 (Progresiva: 1.056,45)

Sentido de escurrimiento: de oeste a este.

Funcionamiento: sirve como alcantarilla de nivelación.

Estado actual: exceso de vegetación.



Imagen 30. Ubicación de alcantarillas 11, 12, 13 y 14. (Google earth, año 2017)

Tabla 9. Dimensiones de las alcantarillas del tramo

ALCANTARILLA	ALTURA	ANCHO	LUZ
1	1,55	2	14
2	1,55	2	14
3	1,55	2	14
4	1,55	2	14
5	1,55	4	14
6	1,55	2	14
7	1,55	2	14
8	1,55	2	14
9	1,55	2	14
10	1,55	2	14
11	1,55	3	14
12	1,55	3	14
13	1,55	2	14
14	1,55	2	14



3.4.1- Datos de precipitaciones

“La situación latitudinal hace que la provincia se vea beneficiada con altos montos de precipitación conformando una de las provincias más ricas en disponibilidad de agua superficial. Ese rasgo es el que a veces da lugar a excesos ya que el agua aportada por el sistema climático, no encuentra las condiciones adecuadas para su evacuación. Esto genera inundaciones durante las cuales en vastas superficies el agua queda detenida o escurre muy lentamente. Con ello convergen las condiciones geomorfológicas, topográficas, etc., así como también el nivel de base proporcionado por los grandes ríos periféricos Paraná y Uruguay.” (Dra. Geóg. Pilar Yolanda Serra, 2001, p.2).

Estas precipitaciones que se producen anualmente fueron extraídas de la estación meteorológica de la red hidrometeorológica nacional situada en la capital de la provincia de corrientes con ubicación: latitud: 27° 28' 30"; longitud: 58° 49' 60".

Tabla 10. Datos anuales de precipitaciones (ICAA)

<i>AÑO</i>	<i>PRECIPITACIÓN (mm)</i>
1.982	1.557,2
1.983	1.363,2
1.984	1.565,6
1.985	1.296,2
1.986	2.292,6
1.987	1.574,9
1.988	975,9
1.989	1.398,5
1.990	1.766



1.991	1.224,9
1.992	1.442,2
1.993	1.238,6
1.994	1.630,2
1.995	1.168,5
1.996	1.999,5
1.997	1.538,5
1.998	1.994,5
1.999	1.236
2.000	1.840,5
2.001	1.306,5
2.002	2.104,5
2.003	1.424,5
2.004	1.428,5
2.005	982,5
2.006	1.553,5
2.007	1.718,5
2.008	1.237,5
2.009	1.517
2.010	1.411,5
2.011	1.539,7
2.012	1.125,9
2.013	1.640
2.014	1.566
2.015	1.685,5
2.016	1.667



Capítulo 4

4.1- Diseño geométrico

Este capítulo se enfoca en las características geométricas de la vía en estudio, teniendo en cuenta que el anteproyecto comprende la ampliación de un camino con características geométricas ya definidas, expondremos la situación sin proyecto, para luego determinar las características geométricas en la situación con proyecto.

4.2- Situación sin proyecto

En primera instancia realizamos el análisis operacional actual del tramo, para ello debemos determinar los parámetros necesarios que influyen en el análisis para aplicar el procedimiento metodológico basado en la edición del Highway Capacity Manual (HCM) publicada en el año 2010, capítulo 15, correspondiente a caminos rurales de dos carriles. Estos parámetros se dividen en dos grupos:

- *Características geométricas:* Velocidad de diseño, porcentaje de zonas sin sobrepaso, tipo de terreno, ancho de carril, obstrucción lateral y longitud del tramo.
- *Características del tránsito:* Volumen horario de demanda, factor de hora pico, porcentaje de camiones, porcentaje de ómnibus, porcentaje de automóviles, porcentaje de vehículos recreacionales, direccionalidad.

4.2.1- Dimensiones actuales

Como ya lo mencionamos en los capítulos anteriores el tramo comprendido es un camino rural de dos carriles con un ancho de carril de 3,35 metros. La banquina de progresivas descendentes es de suelo natural compactado de 3 metros de ancho y la de progresivas ascendentes se encuentra totalmente asfaltada.



4.2.2- Tipo de relieve

La metodología indica 4 tipos de relieve: llano, ondulado, montañoso y muy montañoso. El eje del camino cruza entre 0 y 10 líneas de nivel de terreno de 5 metros de equidistancia por kilómetro en los 21 km de longitud del tramo, por lo tanto se la clasifica como terreno llano.

4.2.3- Porcentaje de camino sin sobrepaso

Para poder determinar el porcentaje de camino sin sobrepaso se tuvo en cuenta la relación entre la longitud de doble línea amarilla o de restricción de sobrepaso sobre la longitud total del tramo, obteniendo como resultado

Longitud total del tramo: 21 km

Longitud de restricción de sobrepaso: 2.95 km

Porcentaje de zonas con prohibición de sobrepaso: 14%

4.2.4- Composición del tránsito

Con respecto a las características del tránsito, expresamos los datos necesarios de la tabla 4 expuesta en el capítulo 3.1, que indican la composición del tránsito en el tramo.

Livianos	Ómnibus	Pesados	Recreacionales
80,9%	2,4%	16,8%	0

4.2.5- Volumen horario de demanda

El volumen horario de demanda es aquel que se obtiene ordenando por magnitudes decrecientes los volúmenes horarios de las 8.760 horas de un año y tomando el volumen de la hora trigésima, es decir que el volumen de esta



hora solo es superado por 29 volúmenes de tránsito horario de los 8760 del año.

Como no contamos con los datos necesarios para realizar el análisis de la hora trigésima, procedemos a estimar un tránsito medio horario para un día característico que refleje el comportamiento que presenta el tramo cuando su capacidad se ve sobrepasada, para esto tomamos los factores proporcionados por DNV que relacionan el tránsito medio diario (para cierto día, mes y año) con un tránsito medio horario (para cierta hora, día, mes y año).

$$F = \frac{TMD(día, mes, año)}{TMH(hora, día, mes, año)}$$

Tomando como fecha parámetro para el cálculo el **año 2.015**, en el **mes de febrero**, un **día domingo**, a las **11 horas**, ya que es una ruta turística y con mayores volúmenes de tránsito en temporada de verano. obteniendo un factor **F = 6,62**

Adoptando conservadoramente el TMD como el TMDA de ese mismo año obtenemos el TMH despejando de la ecuación.

$$TMH = \frac{TMDA}{F} = \frac{6.250}{6,62} = 944 \text{ vph}$$

Adoptamos este valor como volumen horario de demanda actual (VHD).

4.2.6- Direccionalidad y velocidad media de circulación

La direccionalidad representa que porcentaje del tránsito diario circula en un sentido y que porcentaje en el otro. Es importante para determinar si una de las direcciones es más solicitada que otra. Estos valores se obtienen de censos vehiculares, pero en nuestro caso adoptamos los valores la estación permanente de conteo ubicada en el tramo RN12 intersección con RP6 – RN12 intersección con RP20, que es continuo al tramo en estudio.



Imagen 31. Datos de velocidad y distribución del tránsito por sentido.

(http://transito.vialidad.gov.ar:8080/SelCE_WEB/intro.html)

Direccionalidad adoptada: 68% para sentido el sentido de progresivas ascendentes de circulación y un 32% para el sentido de progresivas descendentes, según la imagen 31.

La velocidad media es adoptada como un promedio de la velocidad de los vehículos livianos y la velocidad de otros vehículos, obteniendo de esta manera una velocidad media de circulación 90 km/h.



4.2.7- Factor de hora pico

El factor de hora pico (FHP) es un parámetro muy importante que indica como es la distribución del volumen de tránsito dentro de la hora pico del día, dividiendo la hora en intervalos de 15 minutos, de esta forma el factor se expresa:

$$FHP = \frac{V_i}{4 * V_{\text{máx } 15 \text{ min}}}$$

V_i = volumen en la hora pico

$V_{\text{max } 15 \text{ min}}$ = volumen máximo para 15 minutos

Al no contar con los datos necesarios para realizar este cálculo, nos respaldamos en la tabla de la tabla 11, que según el volumen horario total en los dos sentidos de circulación determinado anteriormente, podemos adoptar un $FHP = 0,93$

Tabla 11. Factores de hora pico para caminos rurales de dos carriles. (tabla 8.3, capítulo 8. Highway Capacity Manual, edición 1.985)

TABLA 8.3 FACTORES DE HORA PICO PARA CAMINOS RURALES DE DOS CARRILES BASADOS EN FLUJOS DE TRANSITO AL AZAR.

A. DETERMINACION DE NIVEL DE SERVICIO.

VOLUMEN HORARIO TOTAL EN LOS DOS SENTIDOS (VPH)	FACTOR DE HORA PICO (F_{hp})	VOLUMEN HORARIO TOTAL EN LOS DOS SENTIDOS (VPH)	FACTOR DE HORA PICO (F_{hp})
100	0.83	1000	0.93
200	0.87	1100	0.94
300	0.90	1200	0.94
400	0.91	1300	0.94
500	0.91	1400	0.94
600	0.92	1500	0.95
700	0.92	1600	0.95
800	0.93	1700	0.95
900	0.93	1800	0.95
		1900	0.96

B. DETERMINACION DE VOLUMENES DE SERVICIO

NIVEL DE SERVICIO FACTOR DE HORA PICO	A	B	C	D	E
	0.91	0.92	0.94	0.95	1.00

FUENTE: HIGHWAY CAPACITY MANUAL.



4.2.8- Cálculo del nivel de servicio actual y conclusión

Con todos los datos expresados anteriormente estamos en condiciones de determinar el nivel de servicio actual del tramo en estudio por medio de la metodología establecida.

Para el análisis, los caminos de dos carriles se categorizan en tres clases:

- *Clase I:* son los caminos sobre los que los usuarios esperan desarrollar velocidades relativamente altas. En general son rutas interurbanas, que conectan centros de generación de viajes importantes, caminos de usuarios hogar– trabajo–hogar diarios o tramos de rutas nacionales o provinciales troncales. Esta clase a menudo sirve a viajes de larga distancia.

- *Clase II:* son los caminos de dos carriles sobre los que los usuarios no necesariamente esperan desarrollar altas velocidades. Son las rutas turísticas, o las que pasan por terrenos escarpados o las que sirven de acceso a rutas del Grupo I. A menudo corresponden a viajes cortos o a la parte inicial o final de viajes largos.

- *Clase III:* son los caminos que conectan áreas moderadamente desarrolladas. Pueden ser sectores de caminos Clase I o Clase II que pasan por pueblos o áreas recreativas desarrolladas. En algunos tramos, el tránsito local se entremezcla con el pasante y la densidad de puntos de accesos sin señalizar es notablemente mayor que en un camino de una zona rural. Estos tramos están generalmente acompañados de reducciones del límite de velocidad que reflejan un mayor nivel de actividad.

Como el tramo en estudio es ruta nacional, la clasificamos como **clase I**, usando para la determinación del nivel de servicio la Tabla 12. En la Clase I, lo fundamental es la movilidad, por lo que se deberán verificar ambos parámetros:



- Porcentaje de tiempo de viaje sin posibilidad de sobrepaso
- Velocidad promedio de viaje

Tabla 12. Nivel de servicio para camino rural de dos carriles clase I. (Capítulo 2, HCM 2.010)

TABLA 1: CLASE I

Nivel de servicio	% de tiempo sin sobrepaso	Velocidad promedio de viaje (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	$> 35 - 50$	$> 80 - 90$
C	$> 50 - 65$	$> 70 - 80$
D	$> 65 - 80$	$> 60 - 70$
E	> 80	≤ 60

Fuente: Highway Capacity Manual 2010

Dando como resultado:

Porcentaje de tiempo sin sobrepaso = 68,4% *nivel de servicio "D"*

Velocidad promedio de viaje = 86 km/h, *nivel de servicio "B"*

De esta manera determinamos que el camino rural de dos carriles del tramo de estudio presenta un nivel de servicio "D" para el sentido de circulación más solicitado.

Según la velocidad promedio de viaje el tramo en estudio se encuentra en buenas condiciones de circulación, no así por el porcentaje de tiempo sin sobrepaso. Pero a pesar de esto por cuestiones de seguridad proponemos la como solución la duplicación de calzada con colectoras en el tramo.



4.3- Situación con proyecto

Desarrollaremos los parámetros necesarios para el diseño geométrico de la autovía que se propone, la cual contara con cuatro carriles principales, dos de ellos recorrido hacia progresivas ascendentes y dos con dirección opuesta.

Los parámetros a tener en cuenta para el diseño geométrico de la autovía son equivalentes a los necesarios para diseñar un camino multicarril de 4 carriles.

4.3.1- Tasa de crecimiento y proyección del tránsito

Todo proyecto vial se define en función del tránsito que tendrá durante el periodo de su vida útil, tanto para obras nuevas como para obras de rehabilitación, por lo tanto, el tránsito de diseño define la carga o solicitud a la que estará sometida la estructura vial y con la cual se diseñaran los parámetros geométricos y estructurales. Este tránsito de diseño o futuro se obtiene de proyectar el tránsito actual al año en que finaliza la vida útil del proyecto. La herramienta utilizada para dicha estimación del tránsito es *la tasa de crecimiento (r)*, que se encuentra en función de estudios socio-económicos de la región, tomando series históricas de los siguientes ítems:

- Población
- Producción
- Consumo de combustible
- Parque automotor
- Tránsito medio diario anual (TMDA)

Se analizó el crecimiento de los mismos y su influencia en la economía regional, cuyo crecimiento está íntimamente relacionado con la proyección del tránsito durante la vida útil de la obra.



Con respecto a la producción no se encontraron estadísticas sobre el área de influencia del proyecto, por lo que se tuvieron en cuenta datos a nivel provincial.

La tasa de crecimiento individual (r_i), se calcula de la siguiente manera, en función de una serie estadística:

$$r_i = \left(\frac{Df}{Do}\right)^{1/n} - 1$$

Df = último dato de la serie

Do = primer dato de la serie

n = número de años de la serie

- **Población:**

Tablas 13 y 14. Cantidad de habitantes según censos (INDEC)

Corrientes	
Dpto. Capital	
Año	Cant. de hab.
Censo 1.991	268.080
Censo 2.001	328.868
Censo 2.010	358.223
$r_i =$	1,46%

Corrientes	
Dpto. San Cosme	
Año	Cant. de hab.
Censo 1.991	9.598
Censo 2.001	13.189
Censo 2.010	14.381
$r_i =$	2,04%

Como la zona de estudio está inserta en los departamentos Capital y San Cosme se realiza un promedio aritmético de la tasa de crecimiento individual de población.



$$ri = \frac{1,46\% + 2,04\%}{2} = 1,75\%$$

- **Parque automotor:**

Según las terminales que se dedican a la fabricación de vehículos livianos, pesados y pasajeros en la Argentina, se obtiene que el parque automotor para la provincia de Corrientes son los siguientes:

Tabla 15. Asociación de fabricantes de automotores(ADEFA)

provincia de Corrientes	
parque automotor	
Año	Vehículos
2.006	99.445
2.007	108.523
2.008	121.378
2.009	125.383
2.010	146.200
2.011	166.467
2.012	178.382
2.013	199.875
2.014	220.060
2.015	228.476

$$ri = 8,67\%$$



- **Consumo de combustible:**

Los valores de combustibles de la tabla 16 se expresan en m³.

Tabla 16. Secretaría de energía de la Nación-Subsecretaría de combustible

provincia de Corrientes				
venta de combustibles				
Año	Gas oíl	Nafta común	Nafta súper	Total
2.003	133.724	24.290	48.220	206.234
2.004	162.657	20.263	50.805	233.725
2.005	233.393	25.067	66.855,75	325.316,27
2.006	225.666	27.430	88.532	341.628,43
2.007	237.442	19.959	112.658,76	370.060,35
2.008	247.551	21.965	119.891,97	389.407,41
2.009	234.651	21.402	117.350,65	373.403,53
2.010	20.111	838,15	14.678,34	35.627
2.011	18.940	619	15.994	35.552,82
2.012	17.255	527	14.655	32.437
2.013	14.596	11.731	15.547	41.873,97
2.014	15.585	9.200	15.580	31.164,71
2.015	181.366	754	178.573	359.938,95
2.016	192.771	851	186.763	380.385,93

$$ri = 4.82\%$$

- **Producción:**

La estructura productiva de la provincia se compone principalmente de actividades primarias y agroindustriales. La tasa individual calcula promediando la producción agrícola y ganadera.

**Producción agrícola:**

Tabla 17. Dpto. de Pronósticos Agropecuarios. Ministerio de Producción,
Trabajo y Turismo provincia de Corrientes.

Producción agrícola de Corrientes				
Cultivos en toneladas				
Año	Frutales	Cereales	Hortícolas	Industriales y oleaginosas
2.003	302.015	504.705	216.562	158.741
2.004	285.914	467.770	219.868	172.124
2.005	290.545	578.846	236.087	211.143
2.006	368.087	510.614	275.395	238.094
2.007	380.914	586.188	210.754	215.161
2.008	462.197	535.395	164.871	177.857
2.009	550.465	448.726	229.943	220.718
2.010	529.750	748.339	251.016	197.077
2.011	127.551	699.366	227.675	185.672
ri	-9,13%	3,69%	0,56%	1,76%

$$ri = -0,78\%$$

**Producción ganadera:****Tabla 18.** Producción anual de bovinos. (INDEC)

Corrientes	
Año	Bovinos
2008	354.295
2009	57.426
2010	55.504
2011	54.870
2012	60.945
2013	64.103
2014	350.608
2015	59.574
2016	330.370

$$ri = -0,77\%$$

La tasa de crecimiento individual correspondiente a la producción, se la obtiene con el promedio aritmético de la producción agrícola y ganadero.

$$ri = \frac{-0,78\% - 0,77\%}{2} = -0,77\%$$



- **Tránsito medio diario anual:**

Para el análisis del crecimiento del tránsito regional se tomó la información de la tabla 3 expresada en el capítulo 3.1, correspondiente al censo de cobertura sobre la RN12 - tramo: acc. Santa Ana – acc. Paso de la Patria, cuya serie histórica dato es la siguiente:

provincia de Corrientes	
tránsito medio diario anual	
Año	TMDA
2.006	3.500
2.007	3.800
2.008	3.900
2.009	3.950
2.010	4.400
2.011	5.200
2.012	5.800
2.013	5.950
2.014	5.850
2.015	6.250

$$ri = 5,97\%$$

La tasa de crecimiento total r , se obtiene promediando las tasas de crecimientos individuales ri .

$$r = \frac{1,75\% + 8,67 + 4,82 - 0,77\% + 5,79}{5} = 4,36\%$$
$$r = 4,36\%$$



Como valor final adoptamos una tasa $r = 4\%$ por cuestiones de economía y por experiencias en la zona de proyectos viales.

Con dicha tasa de crecimiento estamos en condiciones de estimar el tránsito futuro o de diseño, y esto se determina de la siguiente manera:

Para el caso del anteproyecto utilizamos los datos proporcionados por la DNV que se encuentran expresados en la planilla 4 del capítulo 3.1 que expresa la clasificación extendida por ejes del tramo en estudio.

Vehículos livianos			Vehículos pesados		
Autos	Camionetas	Colectivos	Camiones sin Acoplado	Camiones con	Semirremolque
58,1 %	22,7 %	2,4 %	6,30%	3,40 %	7,1 %

Como solo contamos con datos de tránsito hasta el año 2.015, proyectaremos este dato con la tasa de crecimiento anteriormente calculada para obtener el tránsito del año 2.017, dando como resultado:

$$\text{TMDA actual (2017)} = 6.250 * (1+r)^n = 6250 * (1+0,04)^2 = 6.760 \text{ veh/día}$$

El tránsito futuro se estima en función de distintos tipos de tránsito a considerar y estos son:

- TMDA existente.
- TMDA derivado.
- TMDA inducido.
- TMDA generado.

TMDA existente: se obtuvo anteriormente.



TMDA derivado: es el volumen de vehículos que deja de utilizar otras alternativas de rutas para utilizar la ruta de proyecto.

En obras nuevas se determinan por censos de origen y destino. En obras de rehabilitación se estima como un porcentaje del tránsito existente

Para este caso se considera nulo, ya que los usuarios de la vía no tienen otra alternativa de importancia y por lo tanto no derivará volúmenes de vehículos hacia el tramo en estudio.

TMDA inducido: es aquel que se produce por viajes motivado por la mejora, y que si no existiera esta mejora esos viajes no se realizarían.

Un caso típico es la enorme cantidad de viajes originados por la construcción del Puente entre las Ciudades de Resistencia y Corrientes.

En el caso del anteproyecto se considera que es nulo ya que existiendo o no la mejora los usuarios realizaran los viajes de igual manera por este tramo por condición de ruta ya existente.

TMDA generado: es el que se produce como efecto de la mejora, al generar asentamientos industriales, agroindustriales, agropecuarios, subdivisión de la tierra, etc.

Se determina a través de políticas de desarrollo que exista en la región o en la provincia.

Este tránsito si es considerable para el tramo del anteproyecto ya que observamos emprendimientos inmobiliarios de importancia en construcción y próxima instalación de emprendimientos industriales a la vera del tramo. Así como también las colectoras proveerán mayor seguridad y comodidad lo que impulsará a la creación de barrios de viviendas en la zona aledaña.

Por estos motivos se adopta que el tránsito generado es el 20% del TMDA actual.



- **Vida útil del pavimento**

La vida útil es el periodo que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento en que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo.

Los periodos de vida útil recomendados según AASHTO son los expresados en la Tabla 19.

Tabla 19. Periodos de vida útil según el volumen y tipo de tránsito
(AASHTO)

Tabla 8.1

Tipo de camino	Período de análisis
Gran volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

Como el tramo de estudio, se encuentra dentro de un área urbana y rural, se adopta un periodo de análisis igual a la vida útil de 20 años y se consideran 2 años para los periodos de estudios, construcción y habilitación.

De esta manera se determina que el año cero o inicial será el 2019.

$$\text{TMDA (2.019)} = \text{Tránsito actual} * (1+r)^n = 6.760 * (1+0.04)^2 = 7.315 \text{ veh/día}$$

A este tránsito al comienzo de circulación de los vehículos se debe agregar los tránsitos generado, inducido, y derivado considerados obteniendo así el TMDA_0 del anteproyecto.

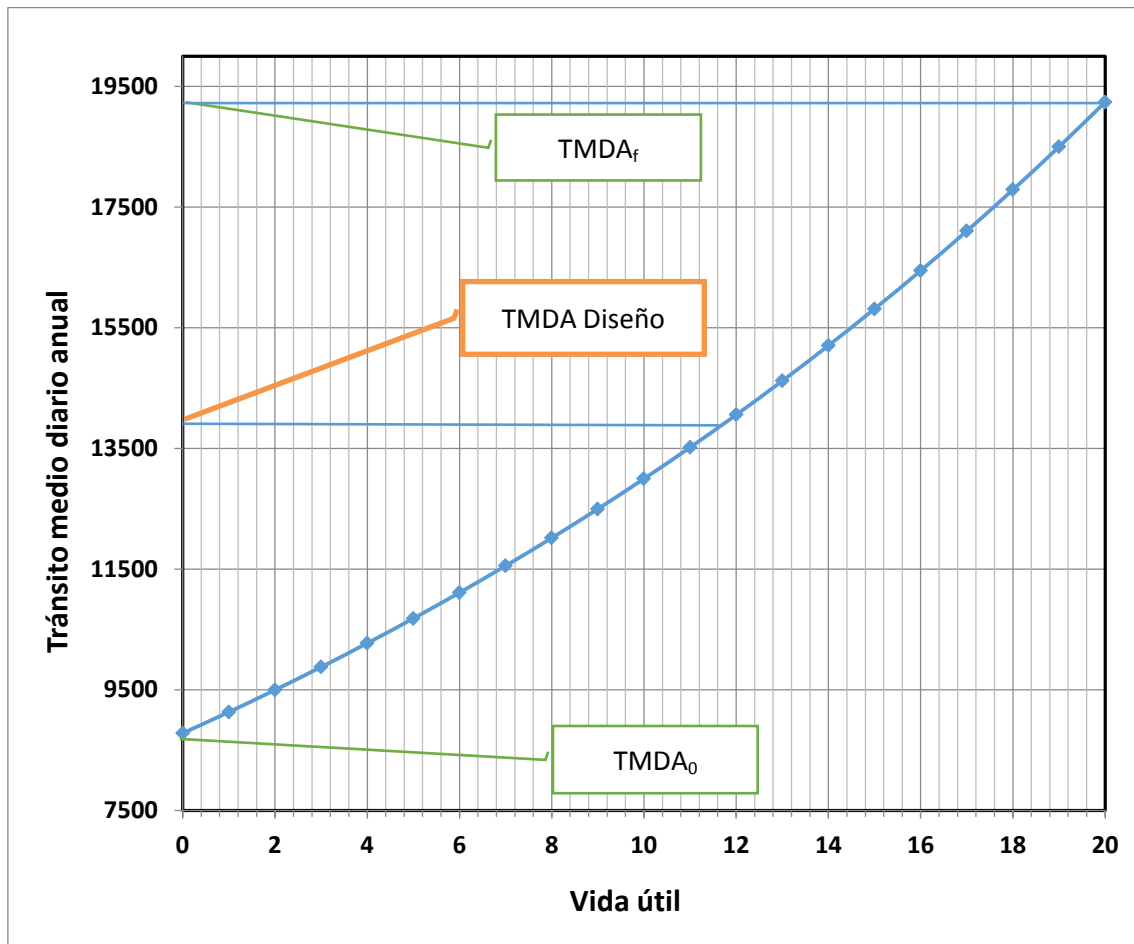
$$\text{TMDA}_0 = 7.315 + 7.315 * 0.2 = 8.780 \text{ veh/día}$$

$$\text{TMDA}_f (\text{año 2.039}) = \text{TMDA}_0 * (1+r)^n = 8.780 * (1+0.04)^{20} = 19.240 \text{ veh/día}$$

$$\text{TMDA diseño} = (8.780 + 19.240) / 2 = 14.000 \text{ veh/día}$$

Estos 3 TMDA son representados en el gráfico 1 en función de la vida útil del pavimento flexible.

Gráfico 1. Representación de los TMDA calculados.



4.3.2- Parámetros del diseño geométrico

Como se mencionó anteriormente el anteproyecto comprenderá la duplicación de calzada del tramo en estudio, de esta manera el análisis geométrico se desarrolla considerando esta duplicación como un camino multicarril.



Según la Ley de Tránsito y Seguridad Vial n° 24449, artículo 45:

“Vía multicarril: son las vías con más de dos carriles por mano, sin contar el ocupado por estacionamiento, el tránsito debe ajustarse a lo siguiente:

a) Se puede circular por carriles intermedios cuando no haya a la derecha otro igualmente disponible.

b) Se debe circular permaneciendo en un mismo carril y por el centro de éste.

c) Se debe advertir anticipadamente con la luz de giro correspondiente la intención de cambiar de carril.

d) Ningún conductor debe estorbar la fluidez del tránsito circulando a menor velocidad que la de operación de su carril.

e) Los vehículos de pasajeros y de carga, salvo automóviles y camionetas, deben circular únicamente por el carril derecho, utilizando el carril inmediato de su izquierda para adelantamientos.

f) Los vehículos de tracción a sangre, cuando les está permitido circular u no tuvieran carril exclusivo, deben hacerlo por el derecho únicamente.

g) Todo vehículo al que la haya advertido el que lo sigue su intención de adelantarse, se debe desplazar hacia el carril inmediato a la derecha.”

4.3.2.1- Límite de aplicación de la metodología

El procedimiento metodológico que se utiliza es el expresado en la edición del Highway Capacity Manual (HCM) publicada en el año 2010 para multicarriles.

- La metodología es aplicable:
 - En tramos de flujo ininterrumpido con acceso de calles transversales y desde propiedades adyacentes.



- La metodología no tiene en cuenta:
 - Aspectos negativos de condiciones del clima, accidentes o incidentes de tránsito, cruces ferroviarios ni actividades de construcción o mantenimiento
 - En tramos influenciados por semáforos (vale decir si existen semáforos con un espaciamiento menor de 3 Km)
 - Pérdida o agregado de un carril en los extremos del tramo en estudio
 - Velocidades en flujo libre por debajo de 70 kilómetros por hora o por encima de 100 kilómetros por hora
 - Si hay numeroso estacionamiento sobre el tramo
 - Si hay paradas de ómnibus con uso significativo
 - Si hay una actividad peatonal importante

4.3.2.2- Velocidad de flujo libre

Velocidad a flujo libre en un tramo es la velocidad teórica del tránsito en dicho tramo cuando la densidad tiende a cero. Representa la velocidad promedio deseada por los conductores para circular. Prácticamente es la velocidad a la cual los conductores conducen confortablemente bajo el conjunto de condiciones de geometría, entorno y controles del tránsito existentes que incluye pendientes, curvas horizontales, límites de velocidad, controles de velocidad, características operativas de los vehículos y preferencia de los conductores. Este parámetro es el punto de partida para el cálculo de la capacidad y el nivel de servicio en condiciones de flujo ininterrumpido.

La velocidad en flujo libre se mide utilizando la velocidad promedio de los automóviles con volúmenes de tránsito de bajos a moderados (hasta 1400



automóviles por hora y por carril). La velocidad promedio es virtualmente constante cuando se está en estos rangos de volúmenes de tránsito.

Existen dos formas de determinar la velocidad en flujo libre según la metodología:

- Medir la velocidad en campaña
- Estimarla con fórmula

En este caso se estimará con la fórmula propuesta.

4.3.2.3- Relaciones velocidad - volumen y densidad - volumen

El gráfico 2 muestra las relaciones velocidad-volumen y el gráfico 3 muestra la relación velocidad – densidad y volumen para un tramo multicarril con flujo ininterrumpido bajo condiciones ideales o condiciones diferentes a las ideales si se conoce la velocidad de flujo libre.

La capacidad y el nivel de servicio de un camino multicarril pueden ser algo menores que en una autopista aún bajo condiciones ideales.

Estas imágenes también muestran que la velocidad del tránsito sobre un camino multicarril es insensible al volumen hasta un límite de 1400aphpc.



Gráfico 2. Relación velocidad- volumen para multicarriles. (HCM 2010 multicarriles)

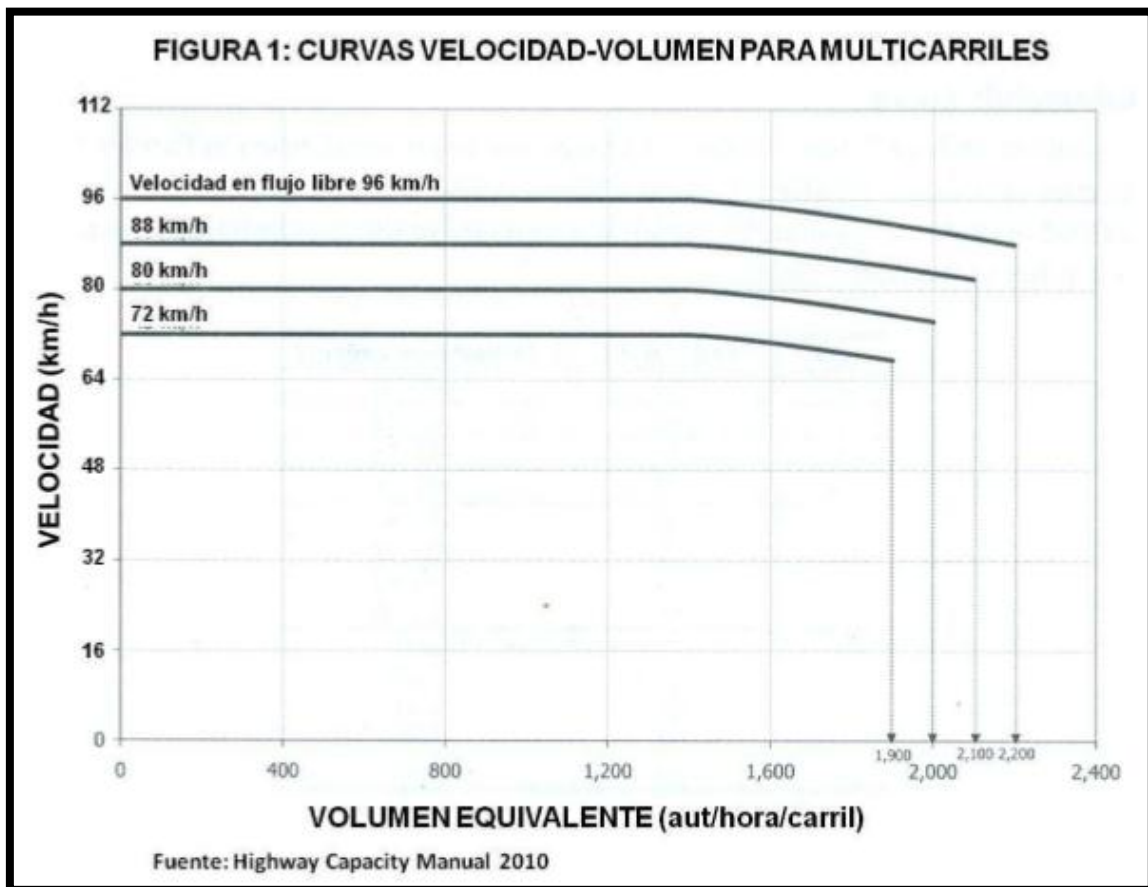
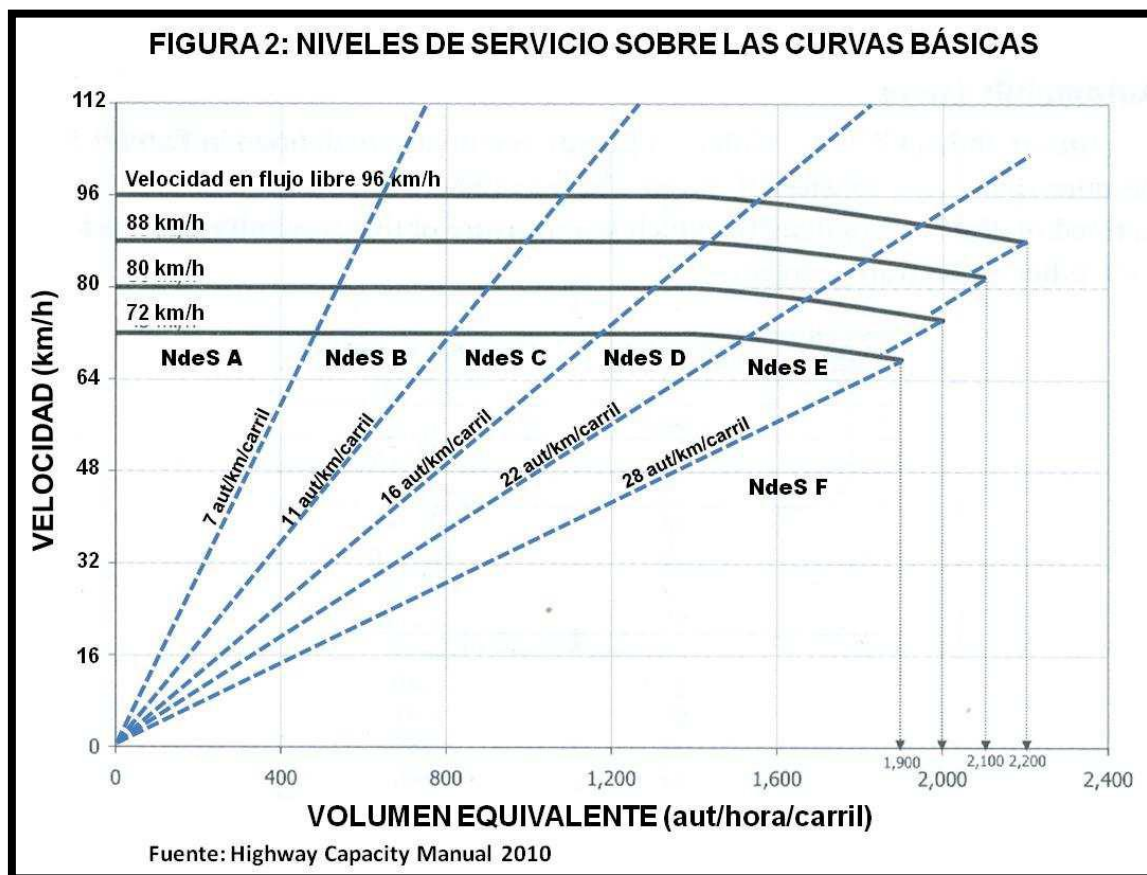


Gráfico 3. Relación velocidad – volumen y densidad – nivel de servicio. (HCM 2010 multicarriles)



Además, se ve que la capacidad de un camino multicarril en condiciones ideales es de 2200 vphpc para una velocidad de flujo libre de 96 Km/h. Cuando el volumen de tránsito varía de 1400 vphpc a 2200 vphpc la velocidad lo hace de 96 Km / h a 80 Km / h.

El gráfico 2 muestra que la densidad varía continuamente para cualquier volumen de tránsito. La capacidad de 2200 vphpc representa el máximo volumen que puede circular en condiciones ideales considerando los 15 minutos pico en multicarriles con velocidad en flujo libre de 96 Km / h.

Las condiciones ideales tomadas como referencia para el desarrollo de las relaciones de volumen y velocidad son las siguientes:

- Datos de infraestructura



- velocidad en flujo libre entre 70 y 100 km/h
 - número carriles por dirección dos
 - carriles de 3,00 a más de 3,60 metros de ancho
 - distancia sin obstrucción lateral a la derecha entre 0,00 y más de 1,80 metros
 - distancia sin obstrucción lateral a la izquierda entre 0,00 y más de 1,80 metros
 - densidad de puntos de acceso directo desde la zona camino entre 0 y 25 por kilómetro
 - Terreno llano, ondulado o montañoso; o longitud y porcentaje en pendientes específicas
 - sentidos divididos, sin dividir o Carriles de Giro a la Izquierda en los Dos Sentidos (CGIDS)
- Datos de la demanda
 - demanda durante la hora de análisis; o demanda diaria y factores K y D
 - Presencia de vehículos pesados (porcentaje de camiones y ómnibus, porcentaje de recreacionales) entre 0% y 100% en tramo general y entre 0% y 25% en pendientes específicas
 - Factor de Hora Pico hasta 1,00
 - Factor de población de conductores entre 0,85 y 1,00

Este conjunto de condiciones permite el cálculo para caminos multicarriles rurales y suburbanos desde el punto de vista de la capacidad y el nivel de servicio, pero no guarda relación con aspectos de seguridad u otros.



4.3.2.4- Determinación de los parámetros de diseño

Teniendo en cuenta las características necesarias desarrolladas en el punto anterior consideramos para nuestro caso las siguientes condiciones a tener en cuenta para diseñar la Autovía.

No se permiten accesos directos a la autovía, ya que las calles transversales y las propiedades adyacentes descargan el flujo de tránsito sobre colectoras laterales y estas a su vez por medio de accesos especiales acceden a la misma.

La ruta que existe en la actualidad es un camino rural de dos carriles que permite estacionamiento sobre el tramo, una actividad peatonal mínima, paradas de ómnibus solo sobre las intersecciones más importantes ya mencionadas anteriormente, inconvenientes que se pretenden solucionar incorporando en el diseño, las colectoras laterales.

Se adopta como condiciones esperadas de circulación y resultados esperados de nivel de servicio lo siguiente: velocidad de flujo libre ideal $V_{fli} = 110 \text{ km/h}$, Nivel de Servicio $NS = A$, siendo el tipo de terreno Llano.

Mediante estos parámetros adoptados se podrá determinar una velocidad de flujo libre real, la cual nos permitirá obtener las características geométricas de la autovía. Esta velocidad de flujo libre real se estima en función de ciertos factores los cuales se explican y determinan a continuación:

- **Ajuste por tipo de separador central (F_m)**

La separación de las calzadas con distintos sentidos se realizará por medio del dispositivo de seguridad denominado New Jersey.

Es una barrera creada en Estados Unidos, en el estado de New Jersey, se utiliza con confianza, en base a los numerosos ensayos dinámicos a que fue



sometida y a las comprobaciones prácticas registradas en el uso vial, como la mejor y más eficiente protección contra los accidentes vehiculares.

Se emplea como barrera de mediana en caminos de dos calzadas y dos sentidos o como un componente de una barrera de puente. Para que, en cualquier caso, los vehículos no se salgan accidentalmente del carril de la carretera o avenida por el que están circulando.

Estas barreras de hormigón se desarrollaron con el siguiente fin:

- Minimizar el número de camiones errantes que penetraban las barreras
- Eliminar la necesidad de costosas y peligrosas tareas de mantenimiento de la barrera de mediana en lugares de altas tasas de accidentes con medianas angostas, interés que es válido hoy, como lo fue en los 60s.

El perfil de la barrera se usa también en una variedad de otras aplicaciones:

- Protección contra cortes de roca y reducción del volumen de excavación en roca.
- Soporte de postes de iluminación y señales.
- Contención y conducción de cables de energía eléctrica y otros servicios públicos.

La geometría del perfil NJ se muestra en la imagen 32. Básicamente está compuesto por tres secciones:

- Segmento inferior vertical
- Segmento intermedio inclinado 55°
- Segmento superior inclinado 84°

El mecanismo de funcionamiento de la barrera consiste en la absorción de energía de choque mediante el sistema de suspensión del vehículo, y la elevación de éste.

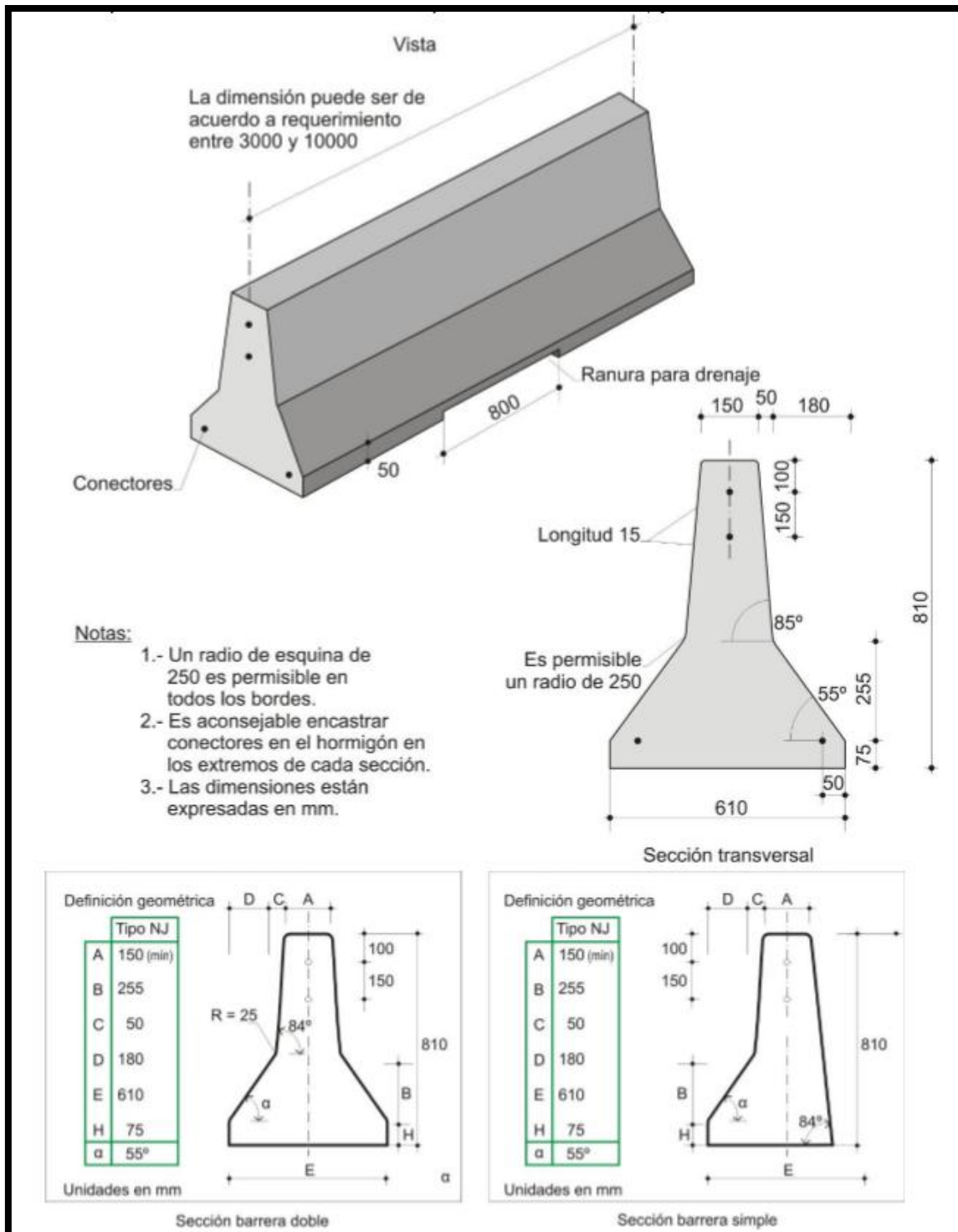


Imagen 32. Dimensiones de separador central tipo New Jersey. (Capítulo 7, Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial)



Las ventajas de utilizar la barrera tipo NJ como separador son:

- La base puede diseñarse para incorporar postes de iluminación
- La altura impide los cruces de carril; desalienta a los conductores a aminorar la velocidad para observar la actividad en el carril opuesto; corta el resplandor de los faros del sentido contrario.
- La superficie blanca o texturada permite amplia visibilidad.
- El hormigón es a prueba de daños; requiere poco mantenimiento.
- Contribuye a la estética general del ambiente vial.

Debido al ancho de la zona de camino con que se cuenta que es igual a 70m, para evitar cruce de peatones y mitigar los problemas de encandilamiento darle mayor seguridad en el manejo al conductor además de las ventajas ya expuestas, se decidió separar las calzadas por medio de este elemento.

El criterio para realizar este ajuste es tener en cuenta si las calzadas están o no divididas, teniendo en cuenta que en nuestro anteproyecto esta estipulada la división de la mismas el factor de corrección F_m es igual a 0 según la tabla 4 del HCM multicarril.

TABLA 4: AJUSTE POR TIPO DE MEDIANA

Tipo de mediana	Reducción de la v_{fl} , f_m (km/h)
Sin dividir	2,6
CGIDS	0,0
Dividido	0,0

Fuente: Highway Capacity Manual 2010



- **Factor de ajuste por vehículos pesados (Fvp)**

En el terreno no se presentan ondulaciones apreciables por lo tanto corresponde a una zona de características llanas no habiendo pendientes mayores al 1%.

Con los datos suministrado por la Dirección Nacional de Vialidad que se encuentran expresados en la planilla 4 del capítulo 3.1 que expresa la clasificación extendida por ejes del tramo en estudio.

Vehículos livianos			Vehículos pesados		
Autos	Camionetas	Colectivos	Camiones sin Acoplado	Camiones con	Semirremolque
57,9 %	23 %	2,4 %	6,30%	3,40 %	7,1 %

Se llegó a la conclusión que del total de transito que circula en la zona de estudio el 81,7 % corresponde a vehículos livianos y el 18,3 % a vehículos pesados debiéndose proceder a la corrección del volumen de tránsito por la presencia de vehículos pesados por medio de la tabla 7 del HCM multicarriles.

TABLA 7: EQUIVALENTES PARA TRAMOS GENERALES

Tipo de vehículo	Tipo de terreno		
	Llano	Ondulado	Montañoso
Camiones y ómnibus, E_c	1,5	2,5	4,5
Recreacionales, E_r	1,2	2,0	4,0

Fuente: Highway Capacity Manual 2010

$$F_{vp} = \frac{1}{[1 + P_c \times (E_c - 1) + P_r \times (E_r - 1)]} = \frac{1}{[1 + 0,183 \times (1,5 - 1) + 0 \times (1,2 - 1)]} = 0,916$$



- **Ajuste por ancho de carril (F_{ac})**

En la Tabla 2 del HCM multicarril, para modificar la velocidad en flujo libre por la existencia de carriles angostos, se observa que, para carriles de más de 3,6m no se incrementa la velocidad en flujo libre, sino que se considera como si el carril fuera de 3,6m. Para carriles de menos de 3m no existen datos disponibles para calcular la reducción en la velocidad en flujo libre.

TABLA 2: AJUSTE POR ANCHO DE CARRIL

Ancho de carril (m)	Reducción de la v_{fl} , f_{ac} (km/h)
$\geq 3,60$	0,0
$\geq 3,30 - 3,60$	3,0
$\geq 3,00 - 3,30$	10,6

Fuente: Highway Capacity Manual 2010

El ancho de carril adoptado es 7,30m (3,65m por trocha) Por lo tanto, el factor toma el valor $F_{ac} = 0$

- **Ajuste por obstrucción lateral (F_{ol})**

Se debe hacer una reducción por obstrucción lateral teniendo en cuentas dos medidas: $O_{lt} = O_{ld} + O_{li}$

O_{lt} = Distancia total a la obstrucción lateral (m)

O_{ld} = Distancia (m) desde el borde derecho de la calzada a la obstrucción lateral (si es mayor de 1,80m utilizar 1,80m) = 3m

O_{li} = Obstrucción lateral (m) desde el borde izquierdo de la calzada a la obstrucción del lado del separador central, en los casos de new jersey continuas, si las mismas están a más de 0,60m del borde de calzada, la obstrucción lateral del lado izquierdo se considera de 1,80m. = 1m

**TABLA 3: AJUSTE POR OBSTRUCCIONES LATERALES**

Caminos de cuatro carriles		Caminos de seis carriles	
Distancia total sin obstrucción lateral (m) (*)	Reducción de la velocidad en flujo libre (km/h)	Distancia total sin obstrucción lateral (m) (*)	Reducción de la velocidad en flujo libre (km/h)
3,6	0,0	3,6	0,0
3,0	0,6	3,0	0,6
2,4	1,5	2,4	1,5
1,8	2,1	1,8	2,1
1,2	3,0	1,2	2,7
0,6	5,8	0,6	4,5
0,0	8,7	0,0	6,3

Se recomienda interpolar

(*) la distancia total sin obstrucción lateral es la suma de las distancias sin obstrucción lateral hacia el separador central (si es >1,80m usar 1,80m) y hacia la banquina (si es >1,80m usar 1,80m) por lo tanto, a efectos del análisis, la distancia total sin obstrucción lateral no puede superar los 3,60 m.

Fuente: Highway Capacity Manual 2010

Como la distancia es mayor a 3,6m, el factor por obstrucción lateral obtiene el valor $F_{ol} = 0$

- **Ajuste por densidad de puntos de acceso (F_{pa})**

En el tramo de estudio no se permiten accesos directos ni de calles transversales ni de propiedades adyacentes, solamente tendremos un acceso por kilómetro desde las colectoras laterales por medio de accesos especiales con carriles de aceleración.

La tabla 5 de la metodología muestra los factores de ajuste para distintos niveles de densidad de acceso. Los datos indican que cada punto de acceso por kilómetro disminuye la velocidad estimada en flujo libre en aproximadamente 0,66 km/h, sin tener en cuenta el tipo de separador. Se recomienda interpolar para puntos de acceso que se encuentre entre los valores de la tabla.



TABLA 5: AJUSTE POR PUNTOS DE ACCESO

Puntos de acceso por km	Reducción de la velocidad en flujo libre (km/h)
0	0
6	4
12	8
19	12
25 ó más	16

Se recomienda interpolar

Fuente: Highway Capacity Manual 2010

En el tramo de estudio proyectamos en las cercanías a los accesos de Paso de la Patria y Santa Ana 10 puntos de accesos por kilómetro, por lo tanto, tomamos como factor de reducción el valor $F_{pa} = 6,66 \text{ km/h}$ para todo el tramo conservadoramente.

- **Velocidad estimada de flujo libre**

La velocidad en flujo libre se puede estimar indirectamente cuando no existen datos de campaña disponibles de la siguiente manera:

$$V_{fl} = V_{fli} - f_{ac} - f_{ol} - f_m - f_{pa}$$

V_{fl} : velocidad estimada en flujo libre (km/h)

V_{fli} : velocidad en flujo libre (km/h) para condiciones básicas = 110 km/h

f_{ac} : ajuste por ancho de carril = 0

f_{ol} : ajuste por obstrucción lateral = 0

f_m : ajuste por tipo de separador central = 0

f_{pa} : ajuste por puntos de acceso = 6,66 km/h

Reemplazando valores obtenemos:

$$V_{fl} = (110 - 0 - 0 - 0 - 6,66) \text{ km/h} = 103,34 \text{ km/h}$$



4.3.2.5.- Verificación del número de carriles

Se procederá a la verificación del número de carriles con las características geométricas adoptadas y con la condición real que se pretende obtener una vez puesto en servicio la mejora.

Los parámetros necesarios son los que se detallan a continuación:

- Ancho de carril: $a = 3,65$ m coincide con el valor ideal de diseño.
- Nivel de servicio: $NS = A$
- Velocidad en Flujo libre estimada: $V_{fli} = 103$ km / h
- Tipo de Terreno: Llano
- Longitud del tramo: $L_t = 21$ km
- Tipo de Camino: Dividido
- Obstrucciones laterales:

Distancia desde el borde derecho de la calzada: $O_{ld} = 3$ m

Distancia desde el borde izquierdo de la calzada: $O_{li} = 1$ m

Distancia total de obstrucciones laterales: $O_{lt} = 3,6$ m

- Número de puntos de acceso por km del tramo: $N_p = 10$

Y las características del tránsito son:

- Volumen horario direccional de diseño:

$$VHDD = TMDA * K * D = 14.000 * 0,12 * 0,6 = 1.008 \text{ vph}$$

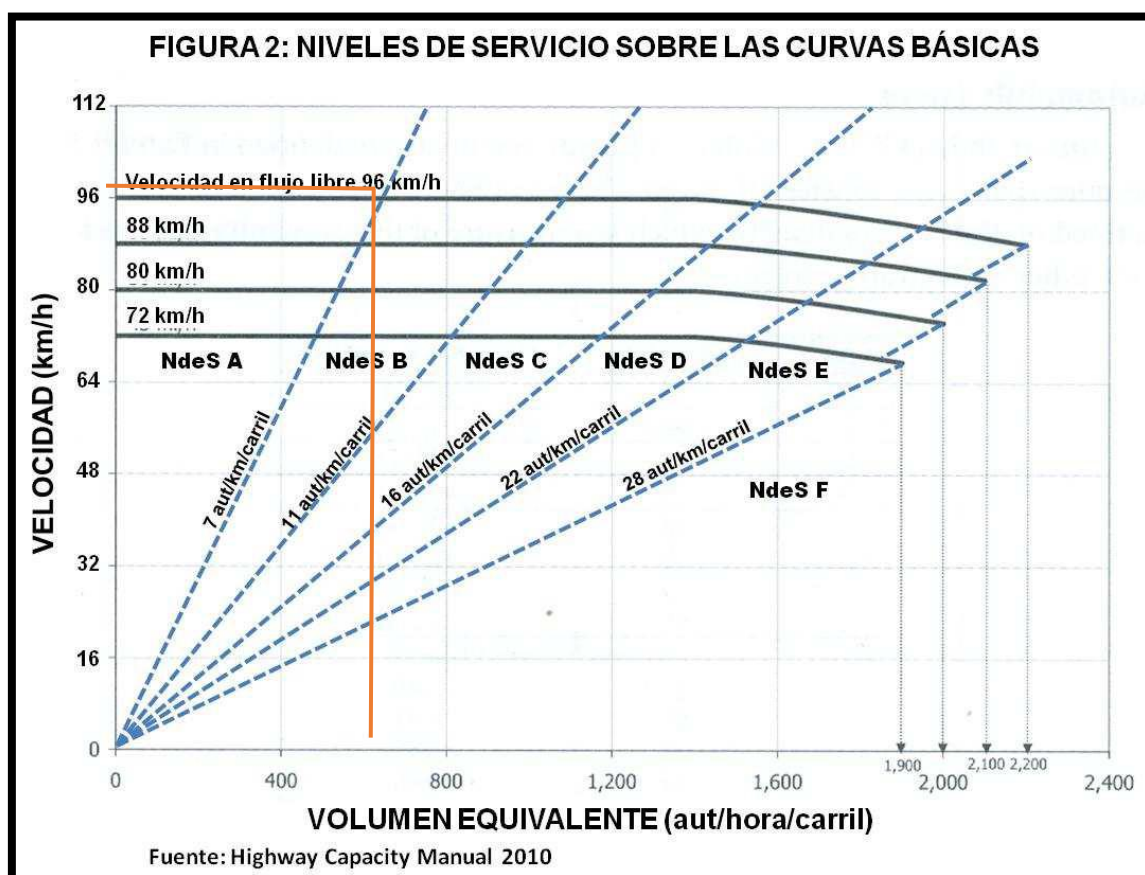
- Factor de hora pico, varia de 0,76 a 0,99, se adopta: $FHP = 0,92$.

Como no se encontraron datos locales disponibles del factor de hora pico se pueden utilizar dos valores, el primero es de 0,85 factor que corresponde a camino multicarriles rurales y 0,92 a caminos multicarriles suburbanos. Por la zona de emplazamiento

de la ruta se adoptó el valor de 0,92 correspondiente a un tramo suburbano.

- Porcentaje de camiones y ómnibus: $P_c = 18,3 \%$
- Porcentaje de vehículos recreacionales: $P_r = 0 \%$
-
- Cálculo del volumen horario V_a , en automóviles por hora y por carril

Para la determinación recurrimos a la figura 2 de la metodología en donde dibujamos la curva correspondiente a la velocidad de flujo libre y donde esta corta a la recta del nivel de servicio deseado, en abscisas se obtiene el volumen horario de servicio buscado.





Debido a que tanto la estimación como la medición de la velocidad en flujo libre es compleja, y hay una considerable dispersión entre los valores observados y predecibles, no se debe interpolar entre las curvas básicas. Por lo tanto, el manual sugiere adoptar la curva más cercana a la velocidad en flujo libre obtenida.

Para v_{fl} entre 92 y 100 Km/h, adoptar 96 Km/h

De la figura se desprenden los valores de la velocidad promedio de marcha $V_p = 96 \text{ km/h}$, que en nuestro caso es coincidente con la velocidad de flujo libre por encontrarse en la zona donde la curva es horizontal de la figura y el volumen horario de servicio por carril $V_a = 650 \text{ aphpc}$.

- **Determinación del número necesario de carriles por sentido**

El número necesario de carriles calculado, debe ser menor o igual al número de carriles adoptado en la etapa de planeamiento entonces tenemos:

$$N_c = \frac{VHDD}{V_s \times FHP \times F_{hp}} = \frac{643,5}{582 \times 0,92 \times 0,918} = 1,31 < 2$$

Por lo tanto, se verifica el número de carril a adoptar por dirección es igual a 2.

- **Nivel de servicio de operación, densidad y velocidad de marcha**

Dado que se adoptaron 2 carriles, se procede a calcular el valor real de V_a para el número de carriles adoptados.

$$V_a = \frac{VHDD}{N \times FHP \times F_{vp}} = \frac{1.008}{2 \times 0,92 \times 0,916} = 598 \text{ aphpc}$$



Con el volumen horario de servicio ingresamos en la figura 2 del manual de capacidad en abscisas y trazamos una recta vertical hasta cortar a la curva obtenida que representa a la velocidad de flujo libre y luego por medio de una recta horizontal obtenemos el valor de la velocidad de marcha al cortar el eje de las ordenadas. También verificamos sino nos mantenemos dentro del nivel de servicio adoptado.

Luego, realizando el cociente entre los valores obtenidos del gráfico de $V_a = 598$ aphpc y la $V_p = 96$ km / h, obtenemos la densidad.

$$D = \frac{V_a}{V_p} = \frac{598}{96} = 6,23 \text{ aut / km / carr}$$

Con respecto a la densidad podemos apreciar que es menor a 7 aut/km/carril, límite del nivel de servicio A, por lo tanto se verifican los parámetros propuestos.

4.4- Alineamiento horizontal

Para la resolución de un buen diseño de una vía de comunicación es necesario dar continuidad a esta, y dado que la vía no puede ser recta en su totalidad por razones como eludir distintos accidentes geográficos, construcciones humanas actuales o de la historia, campos ya establecidos, trazas de ciudades ya definidas y aun de mayor importancia evitar un tramo recto excesivamente largo que puede producir un fenómeno de cansancio y acostumbamiento.

Actualmente el tramo en estudio presenta 3 curvas horizontales. La primera curva se encuentra en el km 1.038,2 y posee un radio de 1000m. luego desde la progresiva 1.052,68 se encuentra la segunda curva con un radio de



1000m. La última curva del tramo se encuentra en la progresiva 1.054,08 y presenta un radio de 800m.

Basándonos en la normas y recomendaciones de diseño geométrico de la DNV se verificará a continuación si las condiciones geométricas existentes son compatibles con las del anteproyecto planteado.

- **Peralte**

El peralte es la inclinación lateral que se le da a la calzada para contrarrestar parte o toda la fuerza centrífuga desarrollada cuando un vehículo recorre una trayectoria curva.

Las normas generales de diseño geométrico, de acuerdo con la topografía, condiciones climáticas y condiciones de operación fijan los valores máximos, que para nuestro caso es una zona rural llana, **por lo tanto el peralte máximo es del 8%.**

El criterio de proyecto de una curva horizontal es la oposición a la fuerza centrífuga desarrollada cuando el vehículo se mueve en una trayectoria curva. Para este criterio el mínimo radio de curvatura puede obtenerse de las leyes de la mecánica como una función de la velocidad del vehículo (V), del peralte (e), y de un adecuado coeficiente de fricción transversal húmedo.

- **Radio mínimo absoluto y admisible**

Para la velocidad directriz y el peralte máximo dados, es el radio correspondiente a la condición límite de seguridad contra el deslizamiento lateral. No ofrece seguridad a los vehículos que superan la velocidad de directriz.

En cambio, para el radio mínimo admisible se da para las mismas características con la diferencia de que no se utiliza el peralte máximo sino uno ya establecido.



- **Radio mínimo deseable**

Es el mayor de los dos radios que cumplen, cada uno, una de las siguientes condiciones: para la velocidad directriz y peralte máximo dados el desarrollo de una fricción lateral igual a la mitad de la fricción máxima y buenas condiciones de operación nocturna.

$$R_{min\ des} = \frac{VMM^2}{127(e + 0)} = 907m$$

Podemos considerar una restricción de velocidad por estar las curvas 2 y 3 cercanas, formándose una curva y contra curva, de esta manera poder utilizar el radio de la curva 3 ya existente de 800m. Considerando esta restricción se adopta una velocidad directriz menor en esta sección, reduciendo la velocidad máxima de 130 km/h a 110km/h proponemos también una reducción del 15% de la velocidad directriz, quedando de esta manera $V_D = 93,5\text{km/h}$ y la velocidad media de marcha $VMM = 81\text{km/h}$ para las curvas 2 y 3.

Para radios mayores que los mínimos el peralte se calcula, según las normas de diseño geométrico, de manera que contrarreste totalmente la fuerza centrífuga que actúa sobre los vehículos que circulan a la velocidad media de marcha para la velocidad directriz anteriormente determinada.

$$p = \frac{VMM^2}{127 R}$$

Por lo tanto, el peralte necesario para los radios de las curvas existentes serán:

Curva1:

$$p = \frac{96\text{km/h}^2}{127 \times 1000m} = 7\%$$

Curva 2:



$$p = \frac{81km/h^2}{127 \times 1.000m} = 5\%$$

Curva 3:

$$p = \frac{81km/h^2}{127 \times 800m} = 6,5\%$$

- **Sobre anchos**

Se debe calcular un sobre ancho en las curvas horizontales para que presenten condiciones de seguridad, las razones de sobre anchos son las siguientes:

- El vehículo al describir una curva, ocupa un mayor ancho, ya que sus ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de las descritas por las ruedas delanteras. Además, el extremo lateral delantero externo del vehículo, describe una trayectoria que resulta exterior a la de las ruedas delanteras.
- La dificultad que experimentan los conductores para mantenerse en el centro de su carril por la menor facilidad para apreciar la posición relativa de sus vehículos en la curva. Esta dificultad aumenta con la velocidad pero disminuye a medida que aumentan los radios de las curvas horizontales.

Para determinar la magnitud del sobre ancho, debe elegirse un vehículo representativo del tránsito de la ruta. El vehículo representativo con el cual calculamos es el WB15 con las siguientes medidas:

Altura = 4,1m



Ancho = 2,6m

Long = 16,7m

Salientes frente = 0,9m

Saliente atrás = 0,6m

Rmin interior 8,5m

Rmin de giro de diseño = 13,7m

Para el cálculo del sobre ancho se determina con la siguiente formula que nos otorga las recomendaciones de DNV:

$$S = 2 \left[R - \sqrt{R^2 - 105,9} \right] + \sqrt{R^2 + 13,4} - R \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

V = Velocidad directriz (km/h)

R = Radio de curva

De esta manera con los radios de curvas y la velocidad directriz de 110km/h se procede al cálculo:

S para curva 1 y 2 = 0,46 m

S para curva 3 = 0,53 m

Se adopta un sobre ancho **S = 0,55m** para las tres curvas del tramo

4.5- Alineamiento vertical

Estas curvas aparecen en una vía de comunicación cuando el terreno empieza a presentar en su topografía lomadas u ondulaciones. Para obtener un cambio gradual entre dos rasantes rectilíneas continuas de diferente pendiente, es necesario introducir entre ellas una curva vertical las cuales tienden a tener la configuración de una parábola cuadrática para el diseño, estas pueden ser convexas o cóncavas.



El diseño geométrico de las curvas verticales, deberá permitir que se cumplan las siguientes condiciones: seguridad para el tránsito, comodidad para los ocupantes de los vehículos, apariencia estética de la rasante, drenaje superficial adecuado.

Teniendo en cuenta la comodidad de los viajeros y la apariencia general de la rasante, las normas de diseño geométrico de la DNV indican, en función de la velocidad directriz, los valores máximos de incremento de pendiente (Δi) para los cuales no es necesario introducir curvas verticales en los quiebres convexos y cóncavos. Para la velocidad directriz de la ruta (96km/h) corresponde incorporar curvas verticales solo en el caso de valores de diferencias algebraicas de pendientes $i > 0,36\%$, valor que no se supera en ningún punto del tramo en estudio.

Otro factor de importancia que definimos es la cota de la rasante. La rasante de un camino es una línea que representa en un plano las cotas, elevaciones o niveles de los puntos de la línea de referencia de la calzada. Generalmente esta línea de referencia es el eje de la calzada o eje geométrico.

En el proyecto de la rasante se puede distinguir a grandes rasgos dos características principales:

- La forma: comprende la combinación de pendientes y curvaturas, depende básicamente de la ponderación de los factores técnico-funcionales, de seguridad y estéticos.
- La posición: se refiere a la altura respecto al perfil del terreno natural depende básicamente de los factores técnicos, económicos y constructivos. La rasante puede sufrir pequeños ajustes, subiendo o bajando su posición, por razones económicas para modificar el movimiento de suelo.



El valor de la cota de la rasante se determina en función a distintos factores los cuales se enuncian en las Normas y Recomendaciones de diseño Geométrico de la Dirección Nacional de Vialidad y se expresan a continuación:

- Técnico-funcionales y de seguridad

Tránsito-topografía:

- Velocidad directriz
- Distancias visuales
- Pendientes y curvaturas
- Comodidad
- Coordinación planialtimétrica

Agua:

- Alturas mínimas sobre nivel máximo de aguas superficiales (temporaria o permanente) y subterránea

Desagües

- Altura mínima sobre fondo de cuneta
- Pendiente para desagüe de la calzada o Pendiente para desagües longitudinales

Puntos de control:

- Intersecciones, distribuidores, separaciones de nivel, cruces viales, ferroviarios o fluviales.
- Gálidos verticales
- Estructuras existentes y proyectadas (puentes, viaductos, alcantarillas, túneles, viaductos, cobertizos)
- Tapada mínima y máximas de alcantarillas
- Cruces de servicios públicos aéreos y subterráneos



Construcción:

- Espesor del pavimento
- Espesor mínimo de las capas de suelo a compactar

- Económicos

En el trazado de la rasante, el proyectista demuestra su capacidad cuando reduce los costos de construcción sin detrimento de las características de la seguridad y funcionales. En pocas palabras, cuando lograda la forma general ajusta la posición en procura de los siguientes objetivos:

- Compensación transversal y longitudinal del movimiento de suelo en función de la seguridad vial (mejores taludes con mayores zonas de despeje y eliminación de barreras de seguridad especialmente en zonas de posibles accidentes: curvas horizontales con pendientes longitudinales).
- Optimización del transporte de suelos (posibles depósitos de suelo a los costados del camino en función de la seguridad vial).
- Reducción del movimiento de suelos.
- Reducción de los desmontes en roca.
- Reducción de la longitud de alcantarillas.
- Reducción de la necesidad de barreras de seguridad.
- Reducción de la altura de rasante innecesaria en procura de mejores taludes.



- Estéticos

En consideración a los factores estéticos debe proyectarse la rasante teniendo en cuenta el alineamiento planimétrico para entender la realidad tridimensional a ser observada por el conductor: usuario del proyecto. Debe evitarse continuos quiebres del perfil altimétrico, ya sean reales o aparentes y las curvas verticales deben ser de longitudes visuales apreciables.

Son sumamente desagradables las desapariciones y apariciones del perfil, tipo montaña rusa. El ideal es que el camino vaya apareciendo en forma gradual y continua a la vista del conductor.

Para nuestro caso adoptamos la cota de rasante actual que presenta la RN12 para ambas calzadas por cuestiones económicas y técnicas en una primera instancia para posteriormente verificar que se ajusta a las condiciones mínimas recomendadas y a partir de esto determinar la relación de cotas entre la rasante de la colectora y autovía con el fondo de cuneta, nivel freático, posible altura máxima de agua en las cunetas y masas de agua circundantes.

Como no se cuenta datos de nivel freático en la zona ni niveles máximos de las masas de agua, tomamos el valor de la cota de la rasante referenciado al fondo de cuneta para desagüe longitudinal y con los datos de alturas máximas que se observaron en las alcantarillas existentes, obtenidos del estudio de campo que se expresó en el capítulo 3. Se recomienda que a nivel de proyecto se deben obtener los parámetros faltantes para un estudio más preciso del caso.

Como se mencionó anteriormente el agua es un factor que afecta a la durabilidad de la obra, ya que es perjudicial para el paquete estructural del camino disminuyendo la capacidad de la subrasante de resistir y transmitir los esfuerzos producidos por el tránsito generando fallas. Por esto las normas y recomendaciones de la DNV propone las siguientes distancias (imagen 33)

para poder establecer la cota de la rasante del camino en función de los niveles máximos de agua registrados.

Las diferencias de cotas entre los niveles máximos de agua registrados y la subrasante (recta y curva) serán:

- Aguas subterráneas $\geq 1,8$ m
- Aguas permanentes $\geq 1,5$ m (duración > 3 meses)
- Aguas superficiales ≥ 1 m (crecida máxima)

Imagen 33. Diferencias entre niveles máximos de agua registrados y subrasante. (Capítulo 10, Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial)

Como se explicó en los párrafos anteriores no se cuenta con datos de aguas subterráneas ni datos de aguas permanentes, por lo que tomamos como referencia los datos de aguas superficiales (crecida máxima observada en alcantarillas) del capítulo 3.

A modo de ejemplo y por cuestiones de tiempo se determina las cotas de rasante de los caminos frentistas y de la autovía del perfil transversal de la progresiva 1.043 + 500, próxima a la alcantarilla 5 (progresiva 1.043,44).

La cota de rasante del camino existente en este perfil es de +55,82m, tomamos la misma cota para la rasante de la segunda calzada y 55,52m como cota media transversal de las colectoras, respetando la distancia a la cota recomendada por crecida máxima en la alcantarilla más cercana, que para este caso es 54,25m existiendo así una distancia mayor a 1m de las cotas anteriormente establecidas.

En la imagen 36 se representa este perfil transversal establecido.



4.5.1- Pendiente longitudinal y transversal

Todo diseño de una carretera cuenta con una pendiente ya sea por la misma topografía del lugar o la que se le proporciona de acuerdo a las especificaciones de los proyectos.

Entonces en el diseño de las carreteras se encuentran presentes dos tipos de pendientes, la pendiente longitudinal y la pendiente transversal las cuales afectan en forma directa o indirectamente a la capacidad de la calzada.

- **Pendiente longitudinal**

La inclinación del plano del camino es un factor que influye en distintos aspectos: costos, operación, seguridad, estética. La influencia sobre la operación de los vehículos es general, pero se hace sentir más fuertemente sobre la velocidad de los camiones que sobre los vehículos livianos. En automóviles pueden ascender fácilmente pendientes empinadas de 4% y 5% mientras que los camiones muestran alrededor de un 7% o más de disminución de la velocidad en las subidas, las velocidades máximas que pueden ser mantenidas por un camión dependen de la longitud, la pendiente y la relación peso/potencia. En nuestro caso tenemos una zona de llanura por lo que las pendientes solo deben cumplir con el mínimo de garantizar los escurrimientos de las aguas de las precipitaciones.

- **Pendiente trasversal**

Los valores de estas pendientes varían de acuerdo al material con el que están compuestos las capas de estructuras de los pavimentos. En el caso de estructuras flexibles o sea de concreto asfáltico las pendientes no se recomiendan superiores al 2% por ser perceptibles en el manejo de los vehículos y contribuyen al deslizamiento lateral de los mismos al frenar sobre un pavimento húmedo o polvoriento.



Con estas pendientes logramos que las aguas no permanezcan por un tiempo prolongado en la calzada, evitando así el ingreso del agua al interior de la estructura, de manera que no sea afectada su resistencia y no avance el deterioro de dicha estructura con rapidez. Otro efecto que se elimina es la formación de una lámina de agua sobre la estructura lo que produce el resbalamiento con posibilidad de despiste de un vehículo que circula por la zona.

Para nuestro tramo del estudio adoptamos una pendiente transversal de 4% para banquetas y del 2% para la calzada de la autopista y colectoras.

4.6- Colectoras y retornos

- **Colectoras**

Una parte fundamental del diseño adoptado son las calles colectoras, que serán utilizadas para distribuir y canalizar el tránsito vehicular hacia o desde el sistema arterial hasta diferentes sectores urbanos lindantes minimizando las posibilidades de accidentes y permitiendo un correcto funcionamiento de la autopista aportando condiciones de confort y seguridad a los usuarios que la utilicen.

Analizando la zona de estudio se propone construir colectoras desde la progresiva 1.035,48 hasta el km 1.041, luego de esto consideramos innecesario el uso de colectoras hasta el km 1.048 donde se plantea continuar con colectores hasta el km 1.056,53.

Se considera este intervalo sin colectoras porque en esta zona no se presentan complejos habitacionales, barrios ni industrias que representen un uso efectivo, aunque se recomienda en un futuro analizar la continuidad de la colectoras en todo el tramo.



Para que los vehículos ingresen o egresen de la colectora desde la vía principal se deben plantear carriles de aceleración y desaceleración, los cuales se explicaran y determinarán en los siguientes párrafos junto con los retomes. Para esto definimos que la velocidad directriz de la colectora es de 60km/h.

La colectora tendrá un ancho total de calzada de 7,3 metros, dado que consideramos permitido la circulación en ambos sentidos sobre ésta a ambos lados de la autovía por cuestiones de comodidad para el tránsito local.

La disposición geométrica, accesos y salidas desde o hasta la colectora se encuentran en el anexo 3.

- **Retornos**

Las normas y recomendaciones de la DNV proponen que al realizar una duplicación de calzada se deben separar las direcciones de circulación, ya sea por una distancia especificada o por otro tipo de dispositivos. En nuestro caso se adoptó el tipo de separador central New Jersey como se explicó anteriormente.

Debido a esto se debe plantear una forma cómoda y segura que permita a los usuarios poder retomar el sentido contrario, ya que el separador central no lo permite.

Se propone realizar los retomes cada 5 kilómetros, y las características del mismo se determinaron según el vehículo de diseño, el cual fue analizado anteriormente para proyectar los sobre anchos.

El vehículo de diseño es un camión WB-15 con sus características expresadas en la imagen 34.



TIPO DE VEHÍCULO DE DISEÑO	SÍMBOLO	TOTALES			SALIENTES		DIMENSIONES					
		Altura	Ancho	Longitud	Frente	Atrás	WB ₁	WB ₂	VARIAS (ver al pie)			
									S	T	WB ₃	WB ₄
Vehículo de pasajeros	P	1.3	2.1	5.8	0.9	1.5	3.4					
Camión de unidad única	SU	4.1	2.6	9.1	1.2	1.8	6.1					
Bus de unidad única	BUS	4.1	2.6	12.1	2.1	2.4	7.6					
Bus articulado	A-BUS	3.2	2.6	18.3	2.6	2.9	5.5		1.2 ^a	6.1 ^a		
COMBINACIÓN DE CAMIONES												
Semirremolque intermedio	WB-12	4.1	2.6	15.2	1.2	1.8	4.0	8.2				
Semirremolque grande	WB-15	4.1	2.6	16.7	0.9	0.6	6.1	9.1				
Semirremolque-remolque completo	WB-18	4.1	2.6	19.9	0.6	0.9	3.0	6.1	1.2 ^a	1.8 ^a	6.4	
Doble fondo												
Semirremolque interestatal	WB-19 ^a	4.1	2.6	21.0	1.2	0.9	6.1	12.8				
Semirremolque interestatal	WB-20 ^a	4.1	2.6	22.5	1.2	0.9	6.1	14.3				
Semirremolque triple	WB-29	4.1	2.6	31.0	0.8	1.0	4.1	6.3	1.0 ^a	1.8 ^a	6.6	6.6
Semirremolque Doble Turnpyke	WB-35	4.1	2.6	35.9	0.6	0.6	6.7	12.2	0.6 ^c	1.8 ^c	13.4	

Imagen 34. Tabla II-1, Dimensiones de los vehículos de diseño. (Diseño geométrico de carreteras y calles, AASHTO 1994)

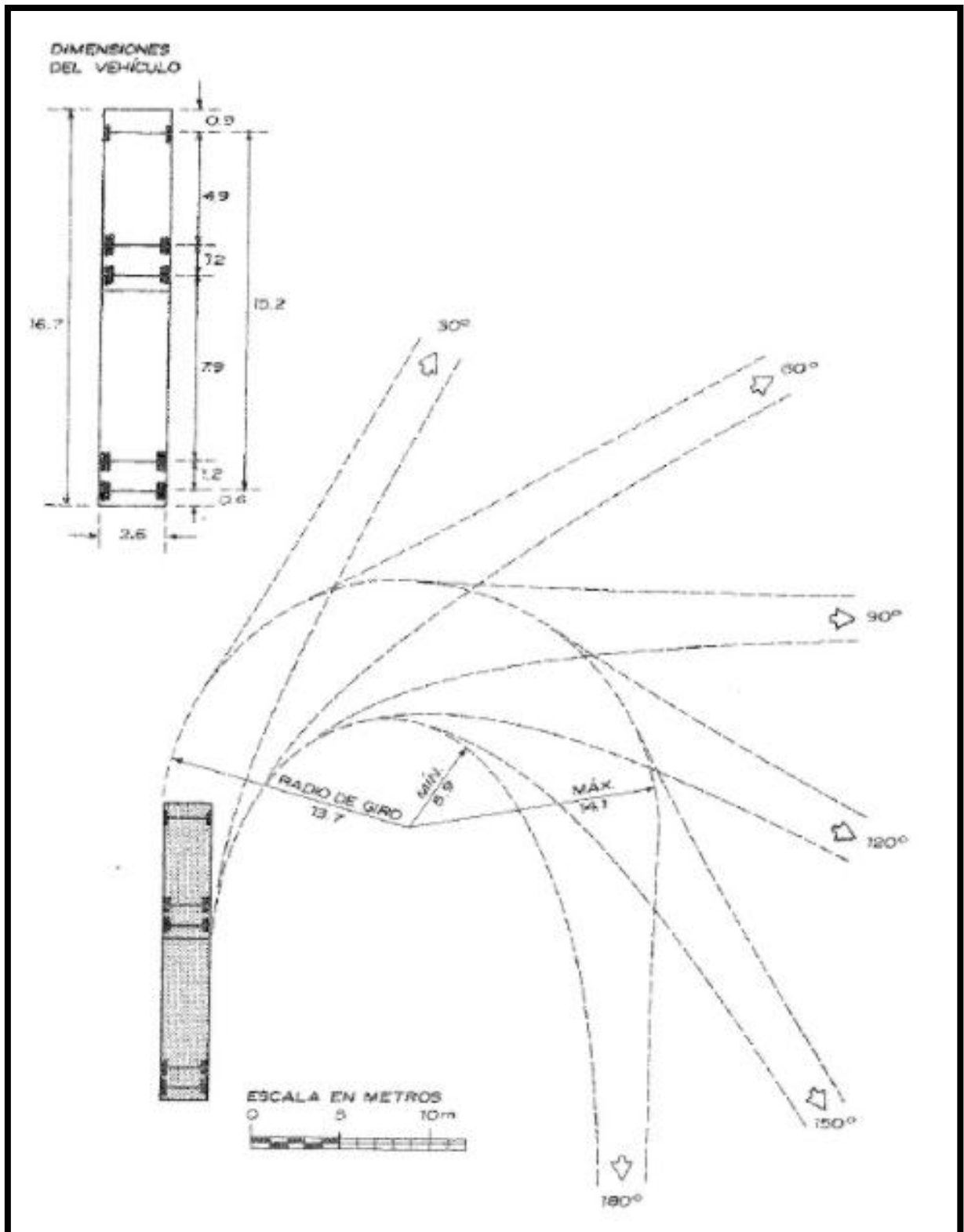


Imagen 35. Figura II-5, mínima trayectoria de giro para el vehículo de diseño WB-15. (Diseño geométrico de carreteras y calles, AASHTO 1994)



TIPO DE VEHÍCULO DE DISEÑO	SÍMBOLO	RADIO MÍNIMO DE GIRO DE DISEÑO (m)	RADIO MÍNIMO INTERIOR (m)
Vehículo de pasajeros	P	7.3	4.2
Camión de unidad única	SU	12.8	8.5
Bus de unidad única	BUS	12.8	7.4
Bus articulado	A-BUS	11.6	4.3
COMBINACIÓN DE CAMIONES			
Semirremolque intermedio	WB-12	12.2	5.7
Semirremolque grande	WB-15	13.7	5.8
Semirremolque-remolque completo Doble fondo	WB-18	13.7	6.8
Semirremolque interestatal	WB-19*	13.7	2.8
Semirremolque interestatal	WB-20**	13.7	0
Semirremolque triple	WB-29	15.2	6.3
Semirremolque Doble Turnpyke	WB-35	18.3	5.2
VEHÍCULO DE RECREACIÓN			
Casa rodante	MH	12.2	7.9
Coche y remolque caravana	P/T	7.3	0.6
Coche y remolque bote	P/B	7.3	2.0
Casa rodante y remolque bote	MH/B	15.2	10.7

* = Vehículo de diseño con remolque de 14.6 m, como adoptado en 1982 STAA (Surface Transportation Assistance Act.)
 ** = Vehículo de diseño con remolque de 16.2 m, como adoptado en 1982 STAA (Surface Transportation Assistance Act.)

Tabla 20. Tabla II-2, mínimos radios de giro de los vehículos tipo. (Diseño geométrico de carreteras y calles, AASHTO 1994)

El valor obtenido de la tabla 20 es el radio de giro mínimo del vehículo de diseño, con el cual obtendremos un radio mínimo de referencia para diseñar el retome, adoptando de esta manera un radio de 16m para el giro.

Para que los vehículos ingresen o egresen al retome o la colectora de forma segura y confortable sin que influyan en la velocidad de circulación de los vehículos que siguen su trayectoria se debe proyectar un carril auxiliar de desaceleración y uno de aceleración. Los mismos deben tener una longitud de transición que permita el cambio de velocidad.

Las normas y recomendaciones de diseño geométrico de la DNV consideran que hay que disponer carriles de cambio de velocidad donde se dé una de las circunstancias siguientes:



- La velocidad VO85 del movimiento de paso es superior a 60 km/h.
- Las intensidades de circulación, tanto del movimiento de paso como de cualquier giro, son superiores a 200 vph.

Esta longitud de los carriles de cambio de velocidad depende de la velocidad directriz del camino principal, para poder determinar su longitud se debe definir dos secciones características: sección característica de 2,5m donde el ancho del carril medido perpendicularmente al eje de la calzada principal desde el borde sea de 2,15 m y nariz de separación entre calzada del carril y de la calzada principal. Ambos carriles deben tener una transición de ancho en forma de cuña triangular, cuya longitud se adoptó en 80 m para la desaceleración y en 110 m para la aceleración.

La velocidad planteada del retorno que, según recomendaciones de profesionales con experiencia y proyectos ejecutados en la zona, es conveniente tomar una velocidad de retome de 30 km/h.

Tabla 21. Tabla 6.8. Longitudes de los carriles de desaceleración. (Capítulo 6, normas y recomendaciones de diseño geométrico de DNV)

Tabla 6.8 Longitudes de los carriles de desaceleración

V	VMM	Velocidad rama								Cuña
		0	20	30	40	50	60	70	80	
60	55	105	100	90	80					80
70	63	125	115	105	95	80				80
80	70	140	135	125	110	95	80			80
90	77	160	155	145	130	120	95	80		80
100	85	190	180	170	155	140	120	95		80
110	91	205	200	190	175	160	140	115	85	80
120	98	230	225	215	200	185	165	140	110	80
130	104	255	250	240	225	210	185	160	130	80



Tabla 22. Tabla 6.9. Longitudes de los carriles de aceleración. (Capítulo 6 Normas y recomendaciones de diseño geométrico de DNV)

Tabla 6.9 Longitudes de los carriles de aceleración										
V	VMM	Velocidad rama								Cuña
		0	20	30	40	50	60	70	80	
60	47	185	165	140	110					110
70	55	230	210	180	145	110				110
80	62	275	255	225	190	140				110
90	69	330	305	280	240	195	130			110
100	77	390	370	345	305	260	200	125		110
110	83	445	425	400	360	310	250	180	110	110
120	90	515	490	465	425	375	315	245	160	110
130	97	575	550	525	485	440	380	305	225	110

Como la velocidad directriz de la autovía es de 110 km/h, la velocidad del retome es de 30 km/h y la velocidad en la colectora es de 60km/h, según las imágenes 36 y 37 se adoptan las siguientes longitudes de carriles:

Para retorno:

Carril de aceleración $L = 400\text{m}$

Carril de desaceleración $L = 190\text{m}$

Para colectora:

Carril de aceleración $L = 250\text{m}$

Carril de desaceleración $L = 140\text{m}$

Además de esto, teniendo en cuenta los sobre anchos necesarios ya calculados quedan definidas las condiciones geométricas de la autovía y sus componentes.

Como resumen se expresan los parámetros geométricos definidos en la tabla 23 y se presenta en la imagen 37 el perfil tipo con las dimensiones establecidas.



Tabla 23. Resumen de parámetros definidos en el capítulo

<i>Geometría de la autovía proyectada</i>			
Parámetros	Valor		Aclaraciones
Tránsito de diseño	14.000 vpd		
Zona de camino	70m		
Número de trochas por sentido	2		
Ancho de trocha	3,65m		
Ancho total	Autovía	7,3m	Por sentido de circulación
	colectora	7,3m	
Ancho de banquina izquierda	Autovía	1m	
	Colectora	-	
Ancho de banquina derecha	Autovía	3m	
	Colectora	-	
Tipo de separador	New Jersey		
Retornos sobre el tramo	3		
Velocidad máxima permitida	130 km/h		110 km/h en curvas 2 y 3
Radio de curvas	Curva 1	1000m	
	Curva 2	1000m	
	Curva 3	800m	
Peralte	Curva 1	7%	
	Curva 2	5%	
	Curva 3	6,50%	
Sobreancho en curva	0,55m		
Pendiente transversal	Autovía	2%	
	Banquina	4%	
	Colectora	2%	
Longitud de desaceleración	Retorno	190m	
	Colectora	140m	
Longitud de aceleración	Retorno	400m	
	Colectora	250m	
Radio de curva en retorno	16m		

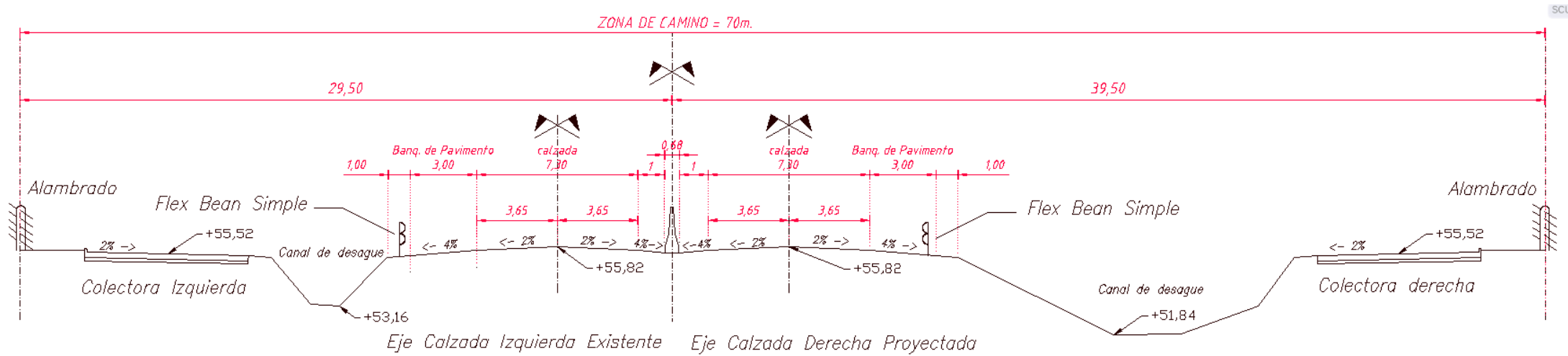


Imagen 36. Perfil transversal de progresiva 1.0

Capítulo 5

5.1- Diseño de pavimento flexible

5.1.1- Introducción

Se denomina pavimentos flexibles a aquellos cuya estructura total se flexiona dependiendo de las cargas que transitan sobre él.

Las capas de un pavimento flexible que conforman un suelo se colocan en orden descendente en capacidad de carga. La capa superior es la que mayor capacidad de soportar cargas tiene de todas las que se disponen.

Se suele suponer que la capa de la subrasante es infinita en el plano horizontal y en el vertical. La aplicación de una carga de rueda causa una distribución de esfuerzos, que se puede representar como se muestra en la figura siguiente.

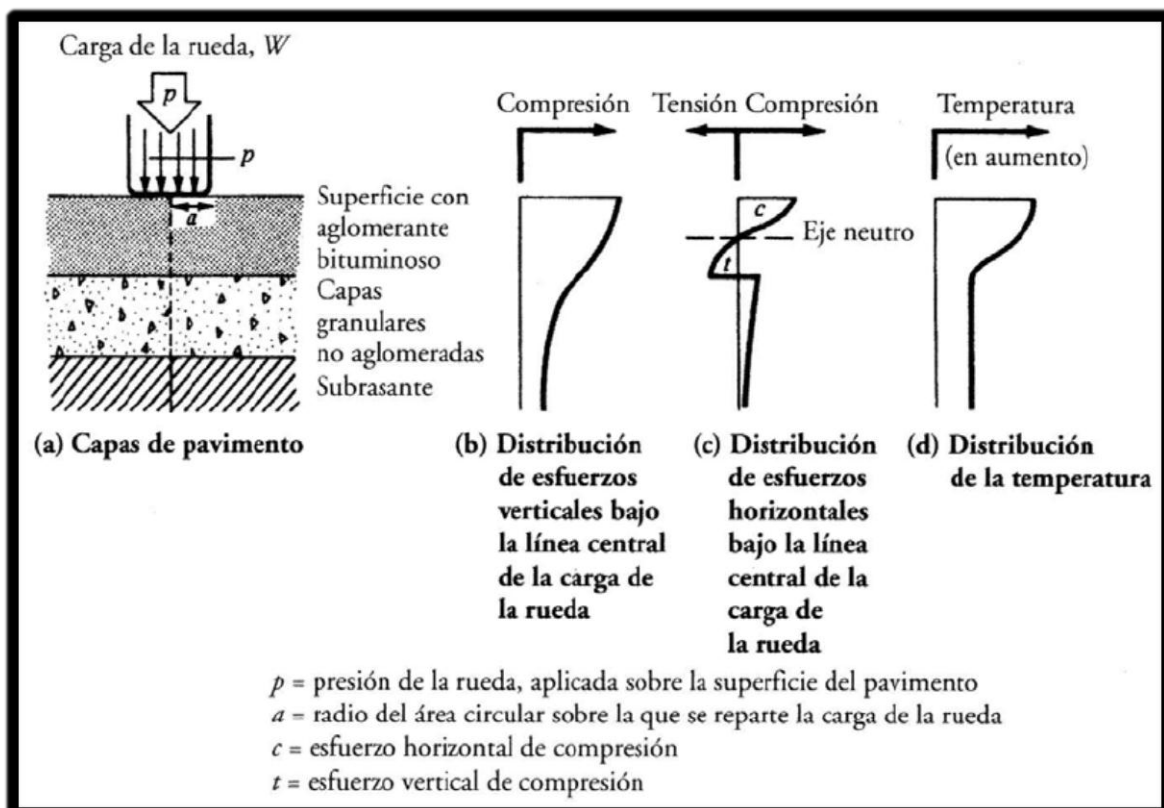


Imagen 37: Esquema de la deformación del pavimento



El diseño estructural se realiza siguiendo las pautas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), del año 1993 y se calcula con ábacos o un programa computacional de diseño estructural para pavimentos.

Este método, sirve para determinar un número estructural SN de pavimento flexible adecuado para soportar los ESAL proyectada en el diseño

Se describen a continuación las variables a considerar en el método AASHTO 93.

5.1.2- Vida útil del pavimento

Según el CAPITULO 4, se adopta un periodo de análisis igual a la **vida útil de 20 años**.

5.1.3- Tránsito

El pavimento flexible se diseña para que pueda resistir un cierto número de cargas durante su vida útil. El tránsito está conformado por diferentes tipos de vehículos de distinto peso y número de ejes que generan solicitudes muy variadas en el pavimento, lo cual origina distintas fallas en éste. Para tener en cuenta estas variaciones, el tránsito se transforma a un número de cargas por eje simple equivalente de 18 kips (80 kN) ó **ESAL (Equivalent Single Axle Load)**, de tal manera que el efecto dañino de cualquier eje pueda ser representado por un número de cargas por eje simple.

En la República Argentina, la carga tipo es de 10,6 tn que corresponde a un eje simple, la conversión se hace a través de los factores equivalentes de cargas LEF (Load Equivalent Factor).

$$LEF = \frac{\text{Números de ESALs de 80 KN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{Números de ejes x KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$



Para el caso del anteproyecto contamos con los datos proporcionados por la Dirección Nacional de Vialidad de la estación permanente más cercana.

Tabla 24. Distribución del tránsito

Autos	Camionetas	Colectivos	Camiones	Camiones	Semirremolque
			sin Acoplado	con Acoplado	
58,10%	22,83%	2,27%	6,30%	3,40%	7,10%

$$\text{TMDA (2.017)} = 6.760 \text{ veh/día}$$

Se considera dos (2) años para los periodos de estudios, construcción y habilitación. Por lo tanto el año cero (0) o inicial será el 2.019.

$$\text{TMDA (2.019)} = 7.315 \text{ veh/día}$$

$$\text{TMDA (2.039)} = 19.240 \text{ veh/día}$$

$$\text{TMDA diseño} = (8.407 + 18.421) / 2 = 14.000 \text{ veh/día.}$$

De acuerdo al estudio de tránsito realizado se concluye que el TMDA de diseño será de 14.000 veh/día. Siendo el año cero en el 2.019 y finalizando la vida útil del pavimento en el año 2.039.

A continuación se calcula el número acumulado de repeticiones de eje equivalente a 8,2 toneladas (18.000 libras), por trocha, N, aplicando la expresión:

$$N = 0,5 \times \text{vida útil} \times 365 \times \text{TMDA (diseño)} \times LD \times CT \times 2,2$$

Dónde:

TMDA: Tránsito Medio Diario Anual de diseño

LD: factor por número de trochas.

CT: factor combinado de conversión de ejes mixtos a ejes de 10 toneladas, por vehículo.



En lo que respecta al factor LD, que toma en cuenta el número de trochas, de acuerdo al método AASHTO 93 (Capítulo caracterización del tránsito – tabla 3.22)

La trocha de diseño es aquella que recibe el mayor número de ESALs. De acuerdo a esta tabla:

Tabla 25. Factor de trochas- tabla 3.22 AASHTO 93

Número de trochas en cada dirección	LD
1	1
2	0,80-1,00
3	0,60-0,80
4	0,50-0,75

Se adopta, 2 trochas por dirección:

$$LD = 0,9.$$

En lo que respecta al factor CT, de conversión de ejes mixtos a ejes de 10 toneladas, por vehículo, las condiciones de operación registradas en la zona no presentan, importantes modificaciones respecto de parámetros observados en el resto del país; por lo tanto, se considera adecuada y representativa la adopción de los factores de equivalencia utilizados habitualmente por la DNV en todo el país, los que se indican en la tabla 25.

**Tabla 26.** Factores de Equivalencia por Eje DNV. (Pavimentos flexibles).

FACTORES DE EQUIVALENCIA POR EJE			
Tipo de vehiculo	Distribución de ejes	Números de ejes	Factor "C" de equivalencia por eje
Automoviles Camioneta	11	2	0,01
Omnibus	11	2	0,07
Camiones sin acoplados	11	2	0,60
Camiones con Acoplado	11 - 11	4	0,60
	11 - 12	5	0,39
	12 - 11	5	0,47
	12 - 12	6	0,32
Semirremolque	111	3	0,54
	112	4	0,45
	113	5	0,41
	122	5	0,35

El factor combinado, CT, por vehículo, se obtiene como promedio ponderado, tomando en cuenta los porcentajes de cada tipo de vehículo en el TMDA y su correspondiente número de ejes.

De este modo se llega, para cada caso, a los valores indicados en la tabla 27.



Tabla 27. Factor combinado de conversión de ejes mixtos a ejes de 10 toneladas, por vehículo, CT.

Tipo de vehículo	Distribución de ejes	Números de ejes	TMDA	Porcentaje de cada tipo de vehículo (%)	Factor "C" de equivalencia por eje	Factor CT
Automóviles						
Camioneta	11	2	11330	80,9%	0,01	0,0162
Ómnibus	11	2	318	2,27%	0,07	0,0032
Camiones sin acoplados	11	2	882	6,30%	0,60	0,0756
Camiones con Acoplado	11 - 11	4	56	0,40%	0,60	0,0096
	11 - 12	5	406	2,90%	0,39	0,0566
	12 - 11	5	0	0%	0,47	0,0000
	12 - 12	6	14	0,10%	0,32	0,0019
Semirremolque	111	3	126	0,90%	0,54	0,0146
	112	4	364	2,60%	0,45	0,0468
	113	5	308	2,20%	0,41	0,0451
	122	5	196	1,40%	0,35	0,0245
			14000	100,0%		0,2940

Factor combinado (pavimentos flexibles) CT = 0,2941

Con los valores obtenidos se calcula el valor de N.

$$N = 0,5 \times \text{vida útil} \times 365 \times \text{TMDA (diseño)} \times \text{LD} \times \text{CT} \times 2,2$$

$$N = 0,5 \times 20 \times 365 \times 14.000 \times 0,9 \times 0,2941 \times 2,2$$

$$N = 29.756.449 = 29.75 \text{ E}+06$$

Adoptamos un ESAL=29,75 E+06

5.1.4- Parámetros estadísticos

5.1.4.1- Confiabilidad (R)

Es la probabilidad a que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de la vida útil bajo las condiciones del medio ambiente que tiene el lugar en el lapso definido.

La selección del nivel de confiabilidad para el diseño de un pavimento está en función del uso esperado del mismo. Un subdimensionado tiene consecuencias graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito que un pavimento que experimentara un bajo volumen de tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasara más tiempo para que ese pavimento necesite una reparación y por lo tanto los costos de mantenimiento van a ser menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo de pavimentos más económicos, pero con mayores costos de mantenimientos llegando a niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto.

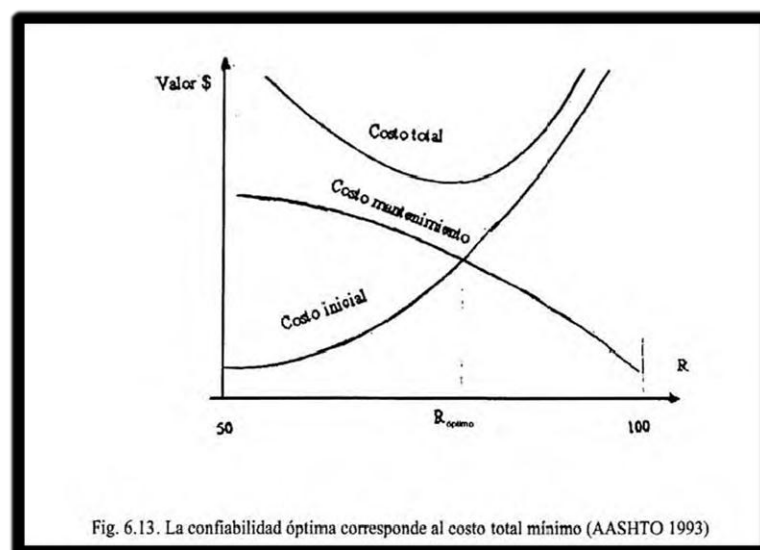


Imagen 38. Nivel óptimo de confiabilidad



Hay un nivel de confiabilidad óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento da un mínimo.

Como se describió en capítulos anteriores nuestra ruta se encuentra emplazada en una zona con un crecimiento urbano e industrial. Por este motivo se adopta un valor de confiabilidad dentro del intervalo de valores de 85 – 99 correspondiente a una Zona Urbana de Arterias Principales

Se adoptan los valores recomendados por el método

Tabla 28. Valores de confiabilidad. (Tabla 6.3 AASHTO)

Tipo de Camino	Confiabilidad Recomendada	
	Zona Urbana	Zona Rural
Rutas Interestatales y Autopistas	85 – 99,9	80 – 99,9
Arterias Principales	80 – 99	75 – 99
Colectoras	80 – 95	75 – 95
Locales	50 – 80	50 – 80

Se adopta un valor de $R = 90 \%$

5.1.4.2- Desvío Standard (S_0)

El desvío estándar es una medida de la variabilidad de los datos, y su desvío con respecto al valor medio.

Esta variable representa la dispersión entre el desempeño predicho y el desempeño real.

Se adoptan los valores proporcionados por el AASHTO 93.

**Tabla 29.** Valores de desvío estándar. AASHTO 93

Condición de diseño	Desvío estándar
Variación en la predicción del comportamiento sin errores en el tránsito	0,34 (pav Rígido)
	0,44 (pav. Flexible)
Variación en la predicción del comportamiento con errores en el tránsito.	0,39 (pav. Rígido)
	0,49 (pav. Flexible)

Adoptamos un (S_0) = 0,49

5.1.5- Niveles de serviciabilidad

De acuerdo al método AASHTO 93 (Capítulo 8- 8.2.5 Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad):

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviciability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto). En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final. La inicial, P_o es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. La final o terminal, P_t , es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados son:

Serviciabilidad inicial

$P_o=4,2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final

$p_t=2,5$ o más para caminos muy importantes

$p_t=2,0$ para caminos de menor tránsito

En lo que hace a la caída de serviciabilidad:

$$\Delta PSI = PSI \text{ (inicial)} - PSI \text{ (final)}$$



Se adopta, para el caso de pavimento flexible,

PSI (inicial) = 4,2, y para el caso de caminos principales PSI(final) = 2,5, por lo que se tiene:

$$\Delta\text{PSI} = 4,2 - 2,5 = 1,7$$

5.1.6- Propiedades de los materiales

De acuerdo a los resultados de los ensayos de valor soporte efectuado sobre los suelos que conformarán la subrasante de la obra, se adopta un valor soporte promedio para el diseño del 7 %.

Según el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la dirección de Vialidad Nacional editada en el año 1998 - Sección C III. Las condiciones mínimas impuestas para la subrasante son:

- CBR mayor o igual a 7,00
- Hinchamiento menor o igual a 2.50 % (con sobrecarga de 4.50 Kg).
- Índice de plasticidad menor a 25,00

Por lo tanto:

$$M_r = 1500 \times \text{CBR} \text{ (lbs / pulg}^2\text{)}$$

$$M_r = 1500 \times 7 = 10.500 \text{ psi} = 10.500 \text{ lbs/ pulg}^2$$

$$M_r \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = 10.500 \text{ (lb/pulg}^2\text{)} \times 0.070307 = 738 \text{ Kg / cm}^2$$



5.1.7- Factores de drenaje

Los factores, m_i , que toman en cuenta las condiciones de drenaje, el presente proyecto se desarrolla en una región subtropical, con una precipitación media anual del orden de los 1289 mm, mientras que la temperatura media anual es del orden de los 21 °C.

Según estimaciones, el porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación está comprendido entre el 5% y 25% y considerando la calidad de drenaje regular, se adoptó de acuerdo a lo indicado en la tabla 7.2 (capítulo de drenaje – método AASHTO) un coeficiente de drenaje $m_i = 0,80$.

Tabla 30. Valores de coeficientes de drenaje “ m_i ”

Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles				
Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento esta expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1,40-1,35	1,35-1,30	1,30-1,20	1,20
Bueno	1,35-1,25	1,25-1,15	1,15-1,00	1,00
Regular	1,25-1,15	1,15-1,05	1,00-0,80	0,80
Pobre	1,15-1,05	1,05-0,80	0,80-0,60	0,60
Muy pobre	1,05-0,95	0,95-0,75	0,75-0,40	0,40

Entonces los coeficientes m_i que se adopta para la base y sub-base son:

$$m_2 = 0,80$$

5.1.8- Número estructural necesario (SN)

Con los valores de la siguiente tabla podemos obtener el número estructural necesario (SN_{nec})

Tabla 31. Variables para calcular SN_{nec} .

CÁLCULO DEL SN_{nec}	
OBRA NUEVA	
PARÁMETROS	VALORES
DESVÍO STANDARD NORMAL Z R =	-1,282
DISPERSIÓN GENERAL SO =	0,49
CONFIABILIDAD R (%) =	90
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD por Heladas D PSI FH =	0.00
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD ΔPSI =	1,70
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD Total ΔPSI =	1,70
MÓDULO RESILIENTE Mr (psi) =	10.500
VALOR SOPORTE RELATIVO	7
NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES ESTIMADO W 18 =	29.756.449

Introduciendo estos valores en el programa de cálculo del AASHTO, se obtiene un SN_{nec} .

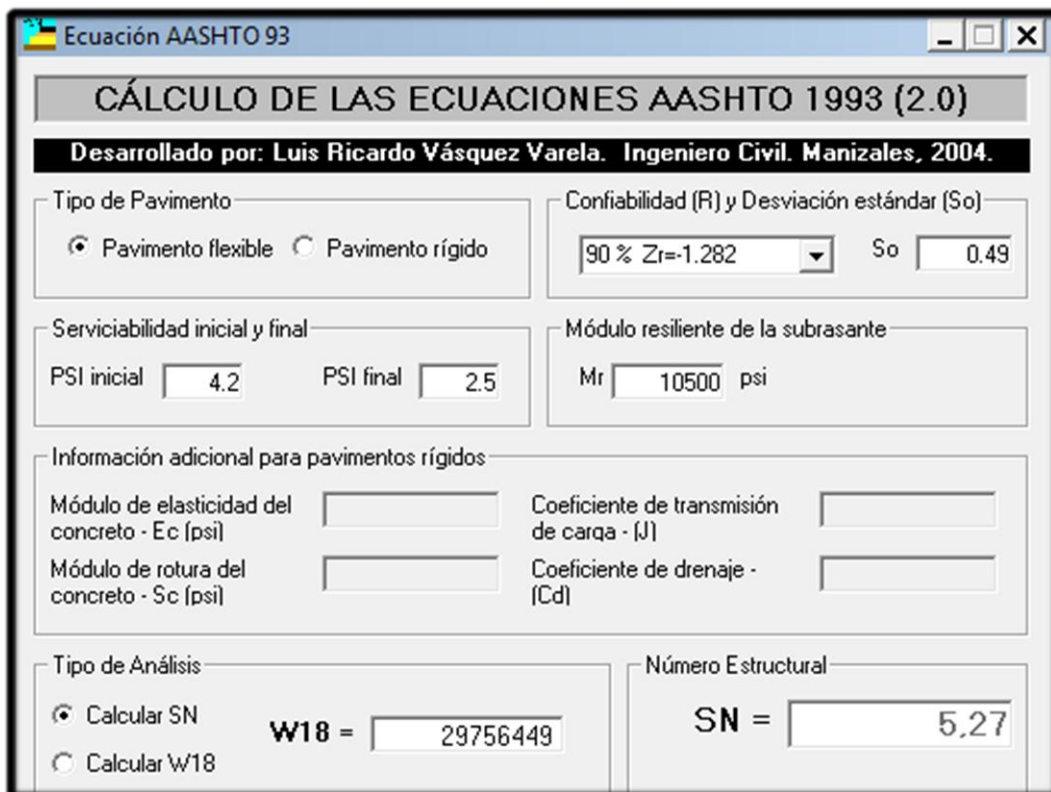


Imagen 39. Programa de cálculo para pavimentos

El SN_{nec} según como se observa en la imagen es de $SN_{nec} = 5,27$



Una vez definido el número estructural necesario $SN_{nec} = 5,27$ se definen los espesores de las capas que formaran el paquete estructural.

Donde se adoptó la siguiente conformación:

- Carpeta de mezcla bituminosa tipo concreto asfáltico convencional
- Base de concreto asfáltico convencional
- Base de concreto asfáltico convencional
- Base de estabilizado granular
- Sub-base granular

Tabla 32. Espesores del paquete estructural

PAQUETE ESTRUCTURAL NECESARIO ESPESOR (cm)	ESPESORES (cm)
Carpeta de mezcla bituminosa tipo concreto asfáltico	7
Base de concreto asfáltico	7,5
Base de concreto asfáltico	7,5
Base de estabilizado granular	15
Sub-base granular	30
TOTALES	67

Cada capa aportara un SN_{real} , donde luego se sumaran cada aporte estructural y tendrá que ser mayor que el SN_{nec}

Para definir el aporte estructural de cada capa, se determina los coeficientes estructurales a_i .

5.1.9- Coeficientes estructurales (a_i)

Para el caso del concreto asfáltico: Según el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la D.N.V. – Edición. 1998 Sección D VIII – Bases y Carpetas de mezclas preparadas en caliente. Los valores de estabilidad Marshall para base de concreto asfáltico mínimo son de 800 kg y para carpeta de concreto asfáltico mínimo son de 1000 kg.

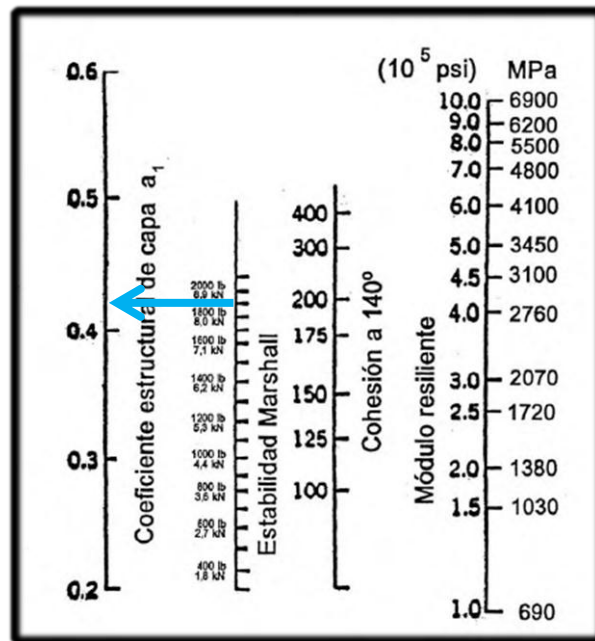


Imagen 40.Relación para capas asfálticas

$$a_1 = 0,43/\text{pulg} = 0,17/\text{cm}$$

Considerándose 0.16/cm en el caso de las bases de concreto asfáltico.

En lo que respecta a la **base granular**; para un valor soporte medio mínimo de 80%, se tiene un valor de:

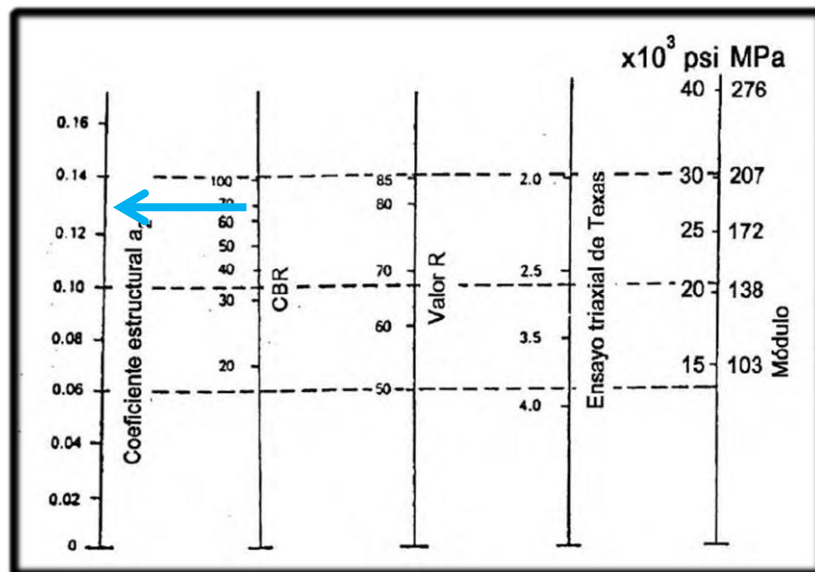


Imagen 41. Relación para base granular

$$a_2 = 0,13/\text{pulg} = 0,053/\text{cm}$$

En lo que hace a la **sub-base granular**, para un valor soporte medio mínimo de 40%, se tiene un valor de:

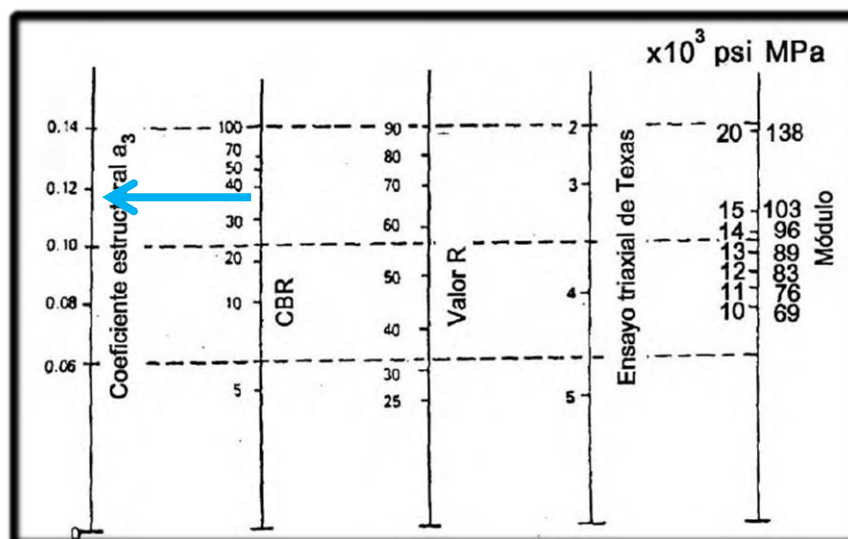


Imagen 42. Relación para sub-base granular

$$a_3 = 0,12/\text{pulg} = 0,047/\text{cm}$$



5.1.10- Determinación del aporte estructural de cada capa

- Capa 1: Carpeta de mezcla bituminosa tipo concreto asfáltico convencional

$$SN_1 = 7 \text{ cm} \times 0,17 \text{ } \frac{1}{\text{cm}} = 1,19$$

- Capa 2: Base de concreto asfáltico

$$SN_2 = 7,5 \text{ cm} \times 0,16 \text{ } \frac{1}{\text{cm}} = 1,20$$

- Capa 3: Base de concreto asfáltico

$$SN_3 = 7,5 \text{ cm} \times 0,16 \text{ } \frac{1}{\text{cm}} = 1,20$$

- Capa 4: Base de estabilizado granular

$$SN_4 = 15 \text{ cm} \times 0,053 \text{ } \frac{1}{\text{cm}} \times 0,80 = 0,636$$

- Capa 5: Sub-base granular

$$SN_5 = 30 \text{ cm} \times 0,047 \text{ } \frac{1}{\text{cm}} \times 0,80 = 1,128$$

Se descarta el aporte estructural de la subrasante, que fue mejorada con un 2% de cal, para aumentar su resistencia al punzonado (VSR), por lo tanto se está del lado de la seguridad.

5.1.11- Número Estructural (SN real)

$$SN_{real} = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 + SN_5 =$$

$$SN_{real} = 1,19 + 1,20 + 1,20 + 0,636 + 1,128 = 5,35$$

$$SN_{real} \geq SN_{necesario} \Rightarrow BC$$

En resumen, el paquete estructural, con los coeficientes de aporte y drenaje queda de la siguiente manera, con se observa en la tabla 33.

Tabla 33. Resumen del paquete estructural

PAQUETE ESTRUCTURAL NECESARIO ESPESOR (cm)	ESPEORES (cm)	APORTE (1/cm)	Cd	SN
Carpeta de mezcla bituminosa tipo concreto asfáltico	7	0,17		1,19
Base de concreto asfáltico	7,5	0,16		1,20
Base de concreto asfáltico	7,5	0,16		1,20
Base de estabilizado granular	15	0,053	0,8	0,64
Sub-base granular	30	0,045	0,8	1,08
TOTALES	67	SN PROYECTADO		5,31

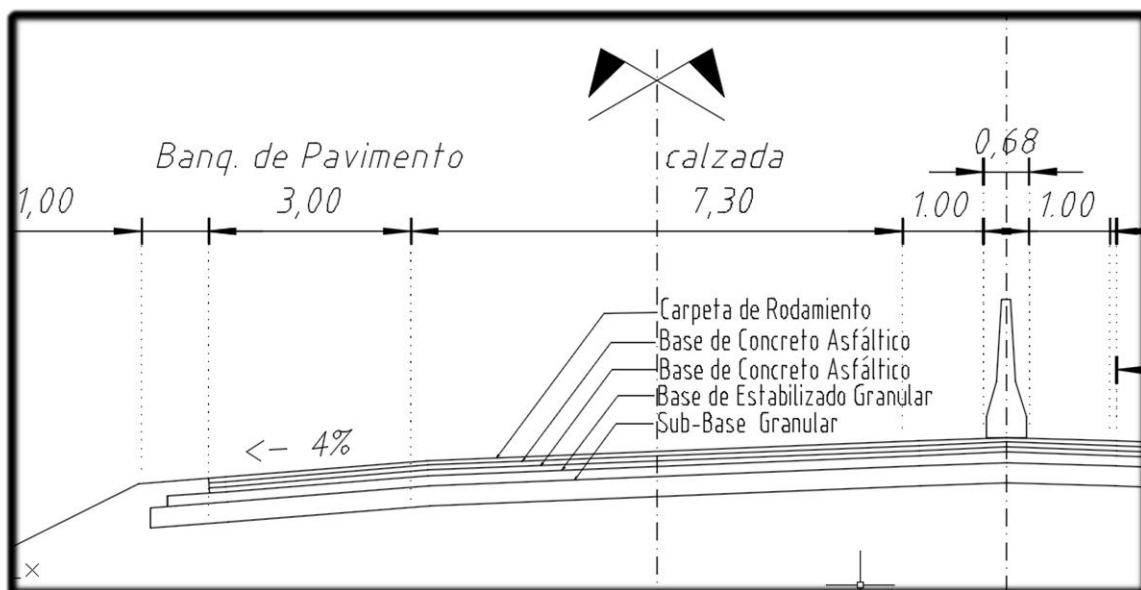


Imagen 43. Esquema paquete estructural.



5.2.- Diseño de pavimentos rígidos

5.2.1.-Variables de entrada: se describe a continuación las variables a tener en cuenta en el diseño de pavimento rígido.

5.2.2.-Vida útil del pavimento: según la tabla 8.2 del AASHTO 93 para bajo volumen pavimentado es de 15 a 25 años. Adoptando una vida útil de 25 años.

5.2.3-Tránsito: del estudio de tránsito para pavimento flexible se llegó a un TMDA de diseño de TMDA diseño = 14.000 veh/día. Con año cero en 2.019 hasta el 2.044, donde este valor se conforma por vehículos solamente de paso, es decir como no existe un estudio minucioso del tránsito local y de paso. Se adopta un porcentaje del 10% del TMDA calculado teniendo en cuenta las propiedades y desarrollos urbanísticos proyectados para el tramo en estudio y se lo aplica para el diseño de colectoras.

$TMDA \text{ diseño} = 0,10 \times 14.000 \text{ veh/día} = 1.400 \text{ veh/día}.$

Se adopta la misma distribución del tránsito que para pavimentos flexibles.

Tabla 34. Distribución del tránsito

Autos	Camionetas	Colectivos	Camiones	Camiones	Semirremolque
			sin Acoplado	con Acoplado	
58,10%	22,83%	2,27%	6,30%	3,40%	7,10%

Para calcular los ejes equivalentes se sigue el mismo procedimiento para el pavimento flexible, en la siguiente tabla se obtiene el factor de equivalencias de cargas para pavimentos rígidos.



Tabla 35. Cálculo de ejes equivalentes para pavimentos rígidos

Tipo de vehiculo	Distribución de ejes	Números de ejes	TMDA	Porcentaje de cada tipo de vehiculo (%)	Factor de Camión	Factor Fe
Automóviles						
Camioneta	11	2	1133	80,93%	0,03	0,0243
Ómnibus	11	2	32	2,27%	0,21	0,0048
Camiones sin acoplados	11	2	88	6,30%	1,8	0,1134
Camiones con Acoplado	11 - 11	4	6	0,40%	1,7	0,0068
	11 - 12	5	41	2,90%	3,6	0,1044
			0			0,0000
	12 - 11	5	0	0%	2,925	0,0000
	12 - 12	6	1	0,10%	2,88	0,0029
Semirremolque	111	3	13	0,90%	2,43	0,0219
	112	4	36	2,60%	2,7	0,0702
	113	5	31	2,20%	3,075	0,0677
	122	5	20	1,40%	2,625	0,0368
	0	0	1400	100%	Fe	0,452996

$Fe = 0,452996$

$LD = 0,90$

$N = 0,5 \times \text{vida útil} \times 365 \times \text{TMDA (diseño)} \times LD \times F_e \times 2,2$

$N = 0,5 \times 25 \times 365 \times 1.400 \times 0,9 \times 0,452996 \times 2,2$

$N = 5.729.153,67 = 5,73E+06$

Adoptamos un $ESAL = 5,73 E+06$

5.2.4- Confiabilidad: (R) se adopta una confiabilidad de 80%

5.2.5- Desvío estándar (S_0)

El desvío estándar es una medida de la variabilidad de los datos, y su desvío con respecto al valor medio.



Esta variable representa la dispersión entre el desempeño predicho y el desempeño real.

Se adopta un $S_0 = 0,34$ valor recomendado para pavimento rígido del AASHTO 93.

5.2.6- Niveles de serviciabilidad

- Serviciabilidad inicial

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

- Serviciabilidad final

$p_t = 2,0$ para caminos de menor tránsito

Se adopta, para el caso de pavimento rígido

PSI (inicial) = 4,2, y para el caso de caminos principales PSI (final) = 2,0, por lo que se tiene:

$$\Delta PSI = 4,5 - 2,0 = 2,5.$$

5.2.7- Módulo de reacción de la subrasante (k)

Es uno de los elementos fundamentales en el diseño del pavimento. Se considera el apoyo que proporciona a las losas de hormigón la subrasante y la base.

Como se mencionó en el diseño de pavimentos flexibles el V.S.R de diseño es 7%

El módulo resiliente de la subrasante igual a 10.500 psi.

5.2.8- Módulo de reacción combinado de subrasante/base (k_{comb})

En el diseño del paquete estructural del pavimento rígido, la subbase será de suelo cemento con resistencia mínima a la compresión a los 7 días de 21 kg/cm², con un espesor propuesto de 15 cm.



Las bases tratadas con cemento poseen un módulo de elasticidad entre 1.000.000 hasta 2.000.000, en este caso se adopta el valor mínimo de 1.000.000 psi como módulo de elasticidad de la base.

Tabla 36. Valores de módulo de elasticidad para diferentes materiales AASHTO 1993.

Tipo de Material	Módulo de elasticidad (psi)
Base granular tratada con cemento	1.000.000-2.000.000
Mezclas de agregado con cemento	500.000-1.000.000
Base tratada con asfalto	350.000-1.000.000
Mezclas bituminosas estabilizadas	40.000-300.000
Limo estabilizado	20.000-70.000
Material granular	15.000-45.000
Subrasante natural	3.000-40.000

Con los siguientes valores, se ingresa al ábaco del AASHTO y se obtiene el módulo de reacción combinado de la subrasante y base “**Kcomb**”

Módulo resiliente de la subrasante $M_r = 10.500$

Módulo de elasticidad de la base = 1.000.000

Espesor propuesto de la base = 15cm

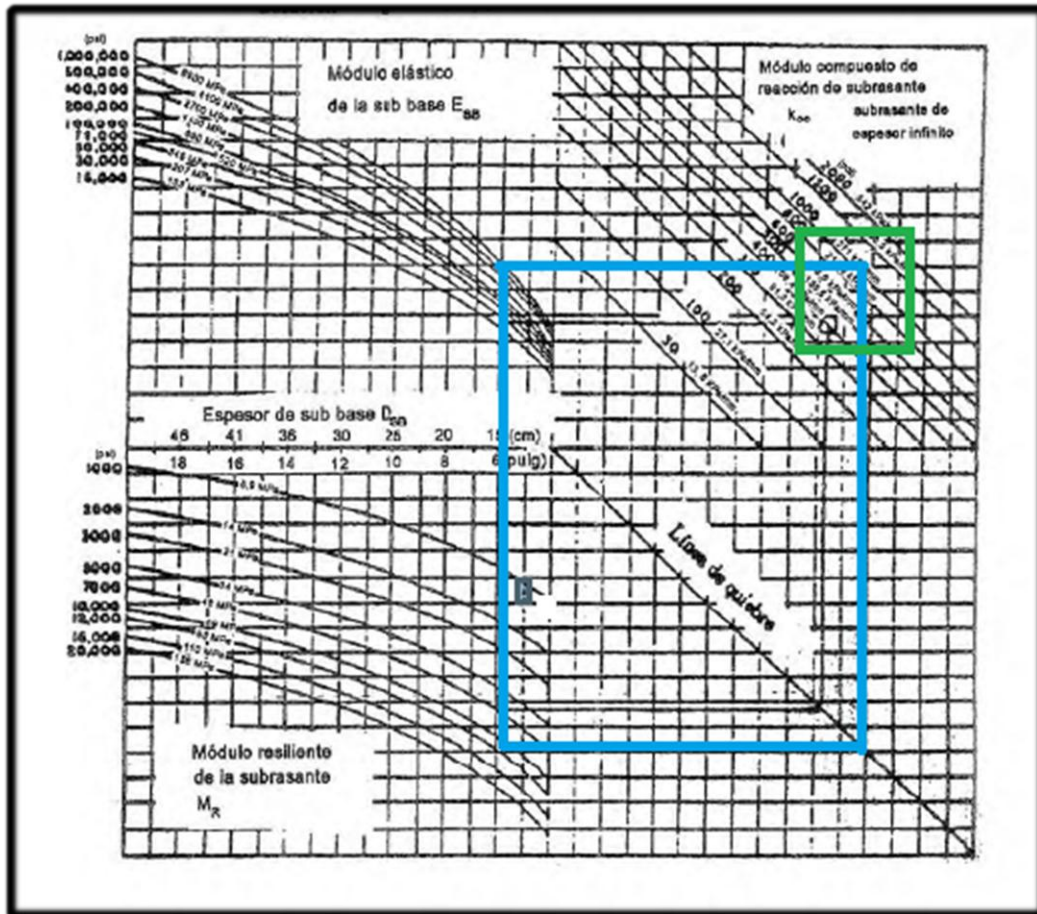


Imagen 45. Ábaco para determinar el módulo compuesto de reacción de la subrasante AASHTO 1993.

Del ábaco se obtiene $K_{comb} = 800 \text{ pci} = 216 \text{ Kpa/mm}$ aproximadamente.

5.2.9- Módulo de reacción efectivo de la subrasante (k)

El módulo de reacción de la subrasante debe ajustarse para tener en cuenta la pérdida de soporte (LS) de la subbase por erosión.

El factor LS, es incluido en el diseño de pavimentos rígidos, para tomar en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a la erosión de la subbase y/o movimientos verticales del suelo.



Tabla 37. Valores de pérdida de valor soporte según el material del
AASHTO 1993

Tipo de Material	Pérdida de Soporte (LS)
Base granular tratada con cemento (E= 1.000.000 a 2.000.000 psi)	0.0-1.0
Mezclas de agregado con cemento (E= 500.000 a 1.000.000 psi)	0.0-1.0
Base tratada con asfalto (E= 350.000 a 1.000.000 psi)	0.0-1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas (E= 40.000 a 300.000psi)	0.0-1.0
Limo estabilizado (E= 20.000 a 70.000 psi)	1.0-3.0
Material granular (E= 15.000 a 45.000 psi)	1.0-3.0
Subrasante natural (E= 3.000 a 40.000 psi)	2.0-3.0

Se adopta por seguridad un LS= 0,50.

Utilizando el ábaco proporcionado por el AASHTO, se ingresa con los valores de $K_{com} = 216 \text{ Kpa/mm}$ y LS= 0,50

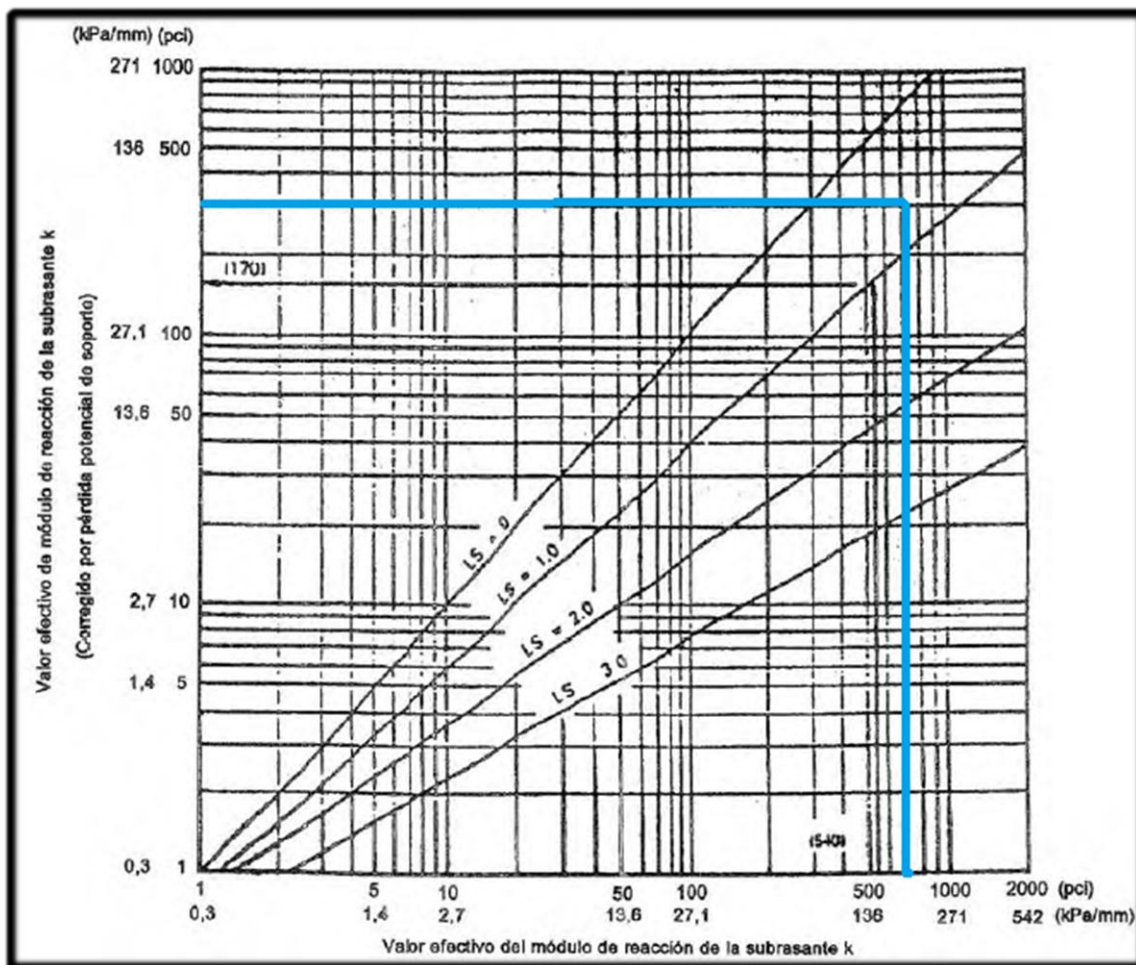


Imagen 46. Corrección del módulo de reacción por pérdida de soporte

Se obtiene un valor efectivo de módulo de reacción de la subrasante k , corregido por pérdida potencial de soporte de:

$$K_{\text{efectivo}} = 350 \text{ pci.}$$



5.2.10- Caracterización de los materiales que forman el pavimento:

5.2.10.1- Modulo elástico del hormigón

$$E_C = 57000 \times (f_C')^{0.5}$$

Siendo f_C' la resistencia a la compresión simple en psi

Adoptamos para f_C' un valor de la resistencia a la compresión simple de 300 kg/cm² = 4351,13 psi, valor que corresponde a un Hormigón H –30.

Por lo tanto: $E_C = 57000 \times (4351,13)^{(0.5)} = 3.759896,46 \text{ psi}$

5.2.10.2- Módulo de rotura del hormigón (S'_C)

La resistencia a la tracción por flexión del hormigón se determina con el ensayo a flexión con carga al tercio y está relacionada con la resistencia a la compresión simple del Hormigón a través de la ecuación:

$$S'_C = K \times (f_C')^{0.5}$$

Donde K es una constante que varía de 7 a 12. Adoptando K = 8

$$S'_C = 8 \times (4351,13 \text{ psi})^{(0.5)} = 527,70 \text{ psi}$$

Se adopta $S'_C = 525 \text{ psi}$

5.2.11- Drenaje: el coeficiente de drenaje se obtiene de la tabla del AASHTO 93, considerando un drenaje pobre y un porcentaje del pavimento expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación entre 5 a 25%. Se adopta un $cd = 0,80$.



Tabla 38. Coeficientes de drenaje “Cd” para pavimentos rígidos del AASHTO 93

Coeficientes de drenaje para pavimentos rígidos				
Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1,25-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10
Bueno	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00
Regular	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90
Pobre	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80
Muy pobre	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80-0,70	0,70

5.2.12-Transferencias de cargas

El coeficiente de transferencias de cargas (J), es un factor usado en pavimentos rígidos para tener en cuenta la capacidad de la estructura del pavimento para transferir cargas a través de juntas y fisuras. La tabla 38 obtenida del AASHTO da recomendaciones sobre rangos de coeficientes (J) para distintas condiciones.

Tabla 39. Transferencia de carga (J) del AASHTO 93

COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)				
Banquina	Concreto Asfáltico		Hormigón Vinculado a Calzada	
Mecanismo de Transferencia de Cargas	SI	NO	SI	NO
TIPO DE PAVIMENTO				
Hormigón Simple o Armado con Juntas	3,2	3,80 – 4,40	2,50 – 3,10	3,60 – 4,20
Hormigón Armado Continuo	2,90 - 3,20	-	2,30 – 2,90	-

El coeficiente de carga “J” que se adopta es 2,90



5.2.13- Determinación del espesor de losa necesario (D)

Con los valores de la siguiente tabla podemos obtener el espesor necesario (D).

Tabla 40. Resumen de variables de entrada para el cálculo del espesor (D) de losa.

CÁLCULO DEL ESPESOR DE LOSA NECESARIO	
OBRA NUEVA	
PARÁMETROS	VALORES
DESVÍO STANDARD NORMAL Z R =	-0,841
DISPERSIÓN GENERAL SO =	0,39
CONFIABILIDAD R(%) =	80
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD por Heladas D PSI FH =	0
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD Δ PSI =	2,50
PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD Total Δ PSI =	2,50
MÓDULO RESILIENTE Mr(psi) =	10.500
NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES ESTIMADO W 18 =	5.729.153,67
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)	2,90
MODULO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN (EC)	3.759.896,46
MODULO DE ROTURA DEL HORMIGÓN (SC')	525
MODULO COMPUESTO DE REACCION DE LA SUBRASANTE (k)	510

Con estas variables, se ingresa al programa del AASHTO y se obtiene un espesor de losa (D).

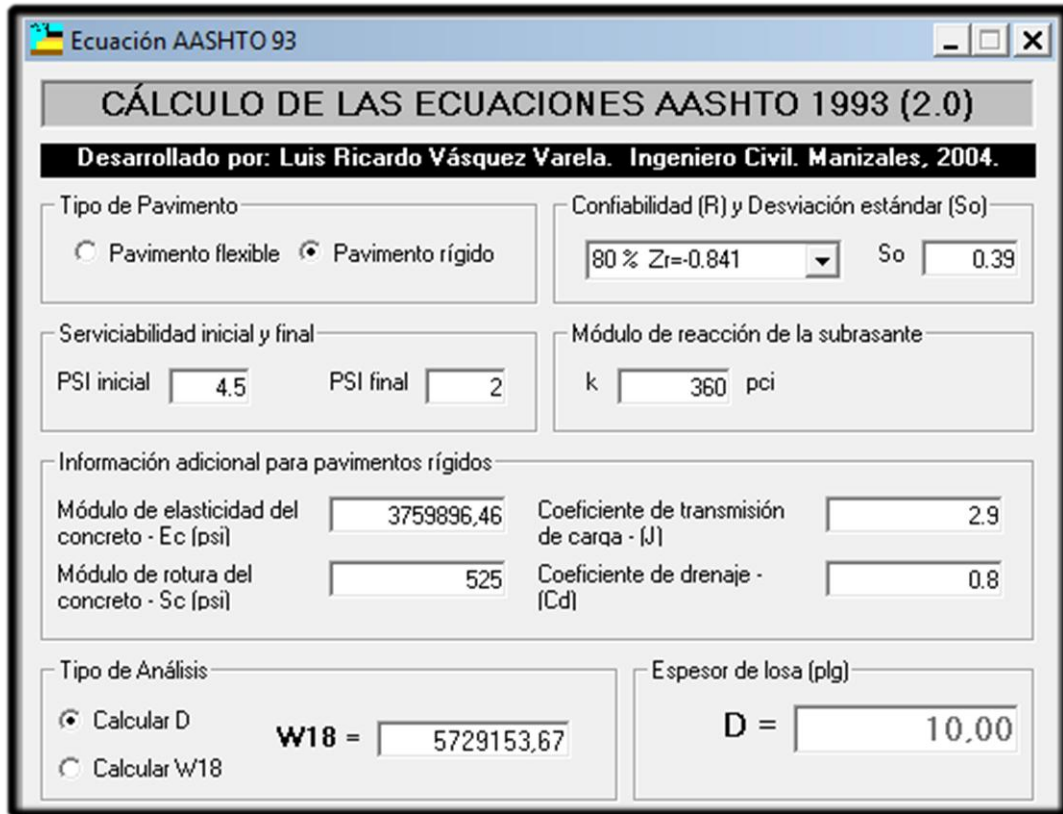


Imagen 47. Programa computacional para determinar el espesor de losa (D)

Se obtiene un espesor de losa (D) de 10 pulgadas= 25,4 cm por resistencia a la flexión.

Por cuestiones de durabilidad el espesor del pavimento no tiene que ser menos de 22 cm, esto es debido a la resistencia a la fatiga del hormigón, ya que se prevé que en el futuro el tránsito de camiones por las colectoras debido a los emplazamientos productivos que generará la mejoría de la vía de comunicación en el tramo de estudio.

Por lo tanto se adopta un espesor de losa (D) de 25 cm para colectoras, retornos y para ramas de entradas y salidas de la duplicación de calzada, el esquema estructural del diseño estructural se observa en la imagen 48.

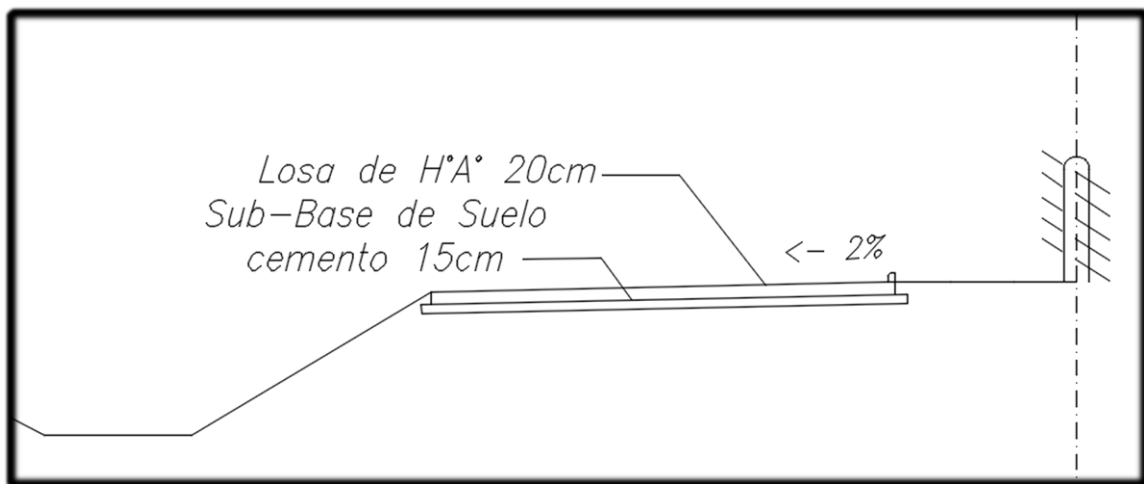


Imagen 48. Esquema del paquete estructural del pavimento rígido.

5.3- Diseño de juntas

5.3.1. Introducción

La formación de juntas tiene la misión de canalizar y controlar la fisuración de retracción de fragüe y las debidas a los alabeos higrotérmicos. Para ello es necesario que el tipo, separación, geometría y ejecución de las juntas, respondan a ciertas pautas para evitar que se produzcan fisuras erráticas. El control se realiza debilitando deliberadamente una sección del hormigón mediante aserrado. Se tratan aquí las juntas en pavimentos de hormigón simple.

La geometría de la calzada, las características del hormigón, el espesor de las losas y capa de apoyo de las mismas, junto a las variaciones de temperatura

y humedad, son los elementos que se consideran en el diseño de juntas.



5.3.2- Juntas transversales de contracción

Las juntas transversales son perpendiculares al eje de la calzada, Su espaciamiento no debe ser superior a las siguientes longitudes 4,60 m o veinticuatro veces el espesor de las losas, la que resulte menor.

- Separación 4,60m
- Separación : $24 \times 0,15\text{m} = 3,60\text{m}$

Se adopta una separación entre juntas trasversal 3,5m.

La profundidad de las juntas transversales debe ser tal que asegure que la fisura tendrá lugar en ese sitio. En cuanto al plano de debilidad es de aproximadamente $1/3$ del espesor de la losa.

- Profundidad de la junta: $1/3 \times 0,25\text{m} = 0,083\text{ m}$

Se adopta una profundidad de la junta de 9 cm

Los pasadores no son necesarios en calles residenciales o de tránsito liviano.

5.3.3- Juntas longitudinales

Son similares a las de contracción, solo que se ejecutan en el sentido longitudinal de la calzada. Permiten aliviar las tensiones generadas por los alabeos higrotérmicos de las losas. Normalmente se hacen coincidir con la división de los carriles de circulación.

El plano de debilidad debe ser algo mayor que en las de contracción, usualmente alcanzan un tercio del espesor.

- Plano de debilidad: $1/3 \times 0,25\text{m} = 0,083\text{m}$

Se adopta una profundidad de la junta de 12 cm

No se debe colocar barras de unión a menos de 40 cm de las juntas transversales.



Capítulo 6

6.- Intersecciones

6.1- Introducción

En las zonas donde la RN12 se cruza con otras vías, se presentan puntos críticos, los cuales se analizan, dado que allí se concentran las principales limitaciones con respecto a la capacidad de la vía y también constituyen puntos de conflictos y accidentes.

En el capítulo 3 se plantearon las intersecciones de mayor importancia entre la RN12 y accesos a distintas localidades las cuales requieren éste análisis ya que se consideran principales. Estos entrecruzamientos son regulados actualmente por Gendarmería Nacional y la Policía caminera de la provincia que organizan el tránsito disminuyendo la velocidad de circulación para evitar accidentes, por esto se considera que son focos importantes de conflicto.

Estas intersecciones son:

- **1.035,48:** actualmente existe una intersección a nivel entre la RN12 y la RP43 – acceso a Santa Ana.
- **1.056,53:** intersección a nivel entre RN12 y RP9 – acceso a Paso de la Patria.

Al proyectarse la autovía se debe realizar la adaptación de la intersección a ésta, logrando así un funcionamiento confortable y seguro para los usuarios que convergen o divergen de la intersección.

Los factores que determinan el tipo y características de una intersección según las normas y recomendaciones de la DNV son:



- **Tránsito**

- Volumen: el volumen de tránsito de cada ramal que entra en la intersección es el factor fundamental que determina la elección del tipo de intersección.
- Distribución: la forma en la que el tránsito se distribuye, también interviene en la elección del tipo de intersección: o Tránsito directo: continúa por la prolongación de la vía de llegada luego de pasar por la intersección. o Tránsito de intercambio: continúa por una vía que no es prolongación de la que se utilizó para llegar a la intersección.
- Otras características del tránsito de cada ramal:
 - Composición (porcentaje de livianos, pesados)
 - Velocidad
 - Movimientos de peatones o de ciclistas

- **Entorno físico**

- Topografía
- Jerarquía de las rutas que se interceptan
- Ángulo de intersección
- Uso y disponibilidad del suelo
- Distancias visuales

- **Factores económicos**

- Costo de construcción
- Costo del terreno necesario
- Costo de operación de los usuarios del cruce
- Costo de accidentes

Para bajos volúmenes de tránsito, la probabilidad de accidentes es baja y el incremento de los costos de operación por demoras en el cruce también es bajo, por lo que posiblemente no se justifique construir obras de arte costosas.

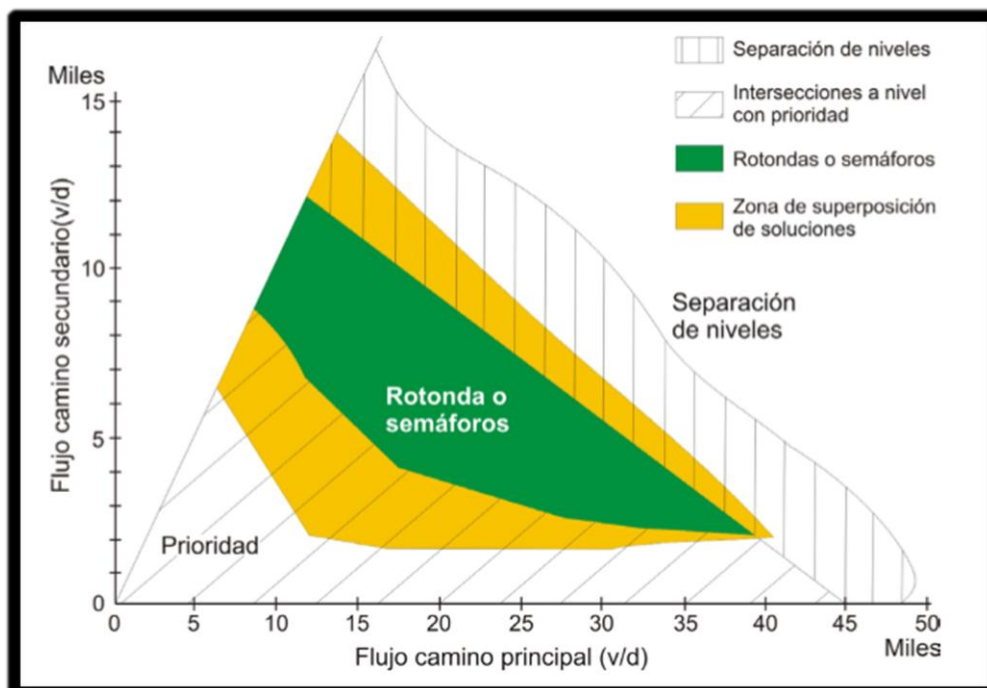
A medida que el tránsito aumenta, se incrementan la probabilidad de accidentes y las demoras en el cruce.

- **Factores humanos**
 - Hábitos de manejo de los conductores
 - Tiempos de percepción y reacción
 - Capacidad para tomar decisiones
 - El efecto que produce la sorpresa

La consideración de estos factores y la selección de los dispositivos de control de tránsito adecuados limitarán las opciones para la elección final. Según la sana práctica de diseño se elige el tipo de intersección más económico que provee la mayor efectividad de costo.

Podemos obtener una aproximación en la selección del tipo de intersección mediante el gráfico 4 según el TMDA de los caminos en cuestión.

Gráfico 4. Tipo de solución para intersecciones según tránsito de vía principal y secundaria. (Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial – DNV)





Para utilizar este gráfico debemos determinar el tránsito de diseño de cada vía, proyectándolo para un tiempo de vida útil de servicio, el cual será igual al determinado para el cálculo del estructural rígido del capítulo 5, siendo este valor 25 años. Así como también se aplicará el mismo procedimiento de cálculo para la determinación del tránsito de diseño.

Tomando la tasa de crecimiento calculada en el capítulo 4 y los valores de tránsito de la tabla 5 del capítulo 3. Obteniendo los siguientes resultados de proyección de tránsito con los cuales trabajaremos:

Tabla 41. Tránsito medio diario anual de rutas provinciales, transits de diseño (DPVC)

Designación	TMDA (2017)	TMDA de diseño
Camino al Perichón	325	714
RP43 acc. a Santa Ana	5.300	11.657
RN12 int. RP43 progr. ascendentes	6.760	14.000
RN12 int. RP43 progr. descendentes	12.330	27.119
RP9 acc. Paso de la Patria	2.303	5.064
RP9 hacia RP5	551	1.211
RN12 int. RP9 progr. descendentes	6.760	14.000
RN12 int. RP9 progr. ascendentes	4.342	9.550

A continuación, se describen los problemas que se existen en cada una de estas intersecciones y la solución planteada.

6.2- Análisis particular de las intersecciones

6.2.1- Acceso a Santa Ana

El acceso a Santa Ana presenta una intersección a nivel entre la RN12 y la RP43 a 90° continuando luego en una curva con un ángulo de 47° con referencia a la RN12, también encontramos el acceso al Perichón cuyo empalme con la ruta se produce a 38° .

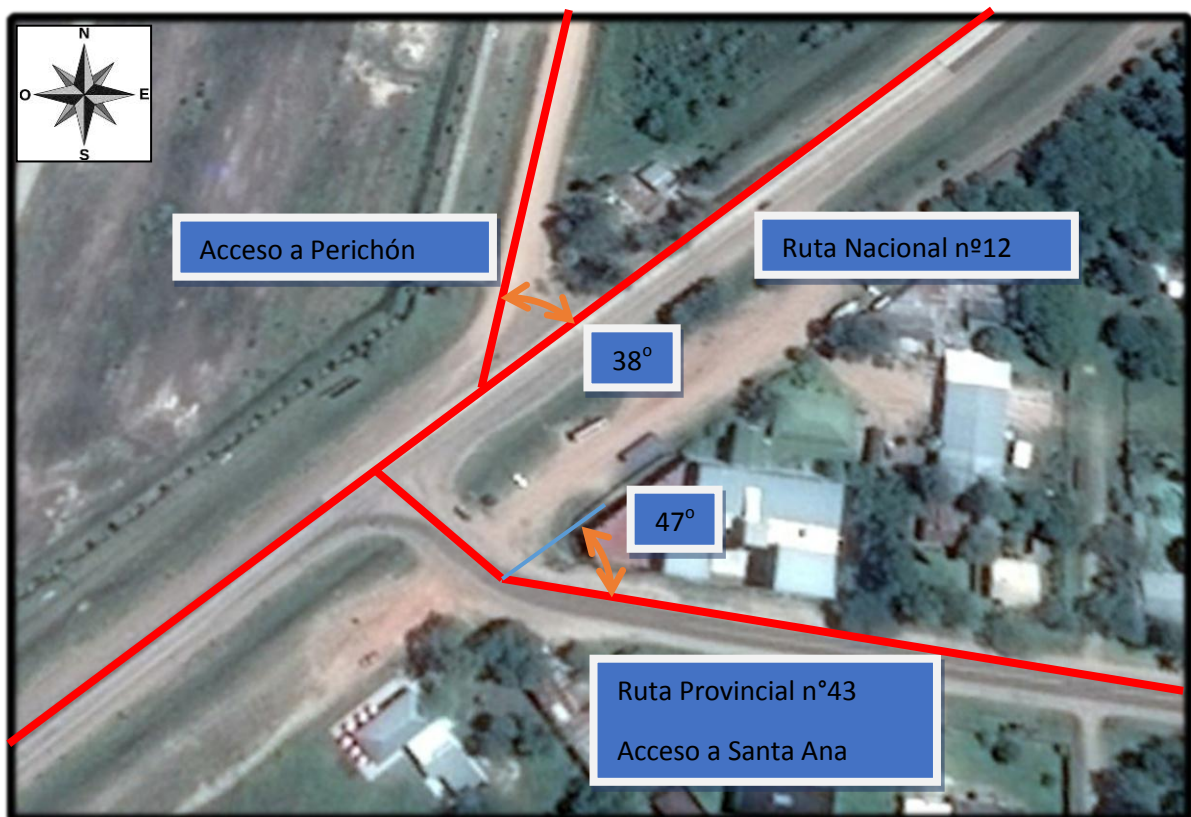


Imagen 49. Intersección acceso a Santa Ana. (Google earth, Año 2017)

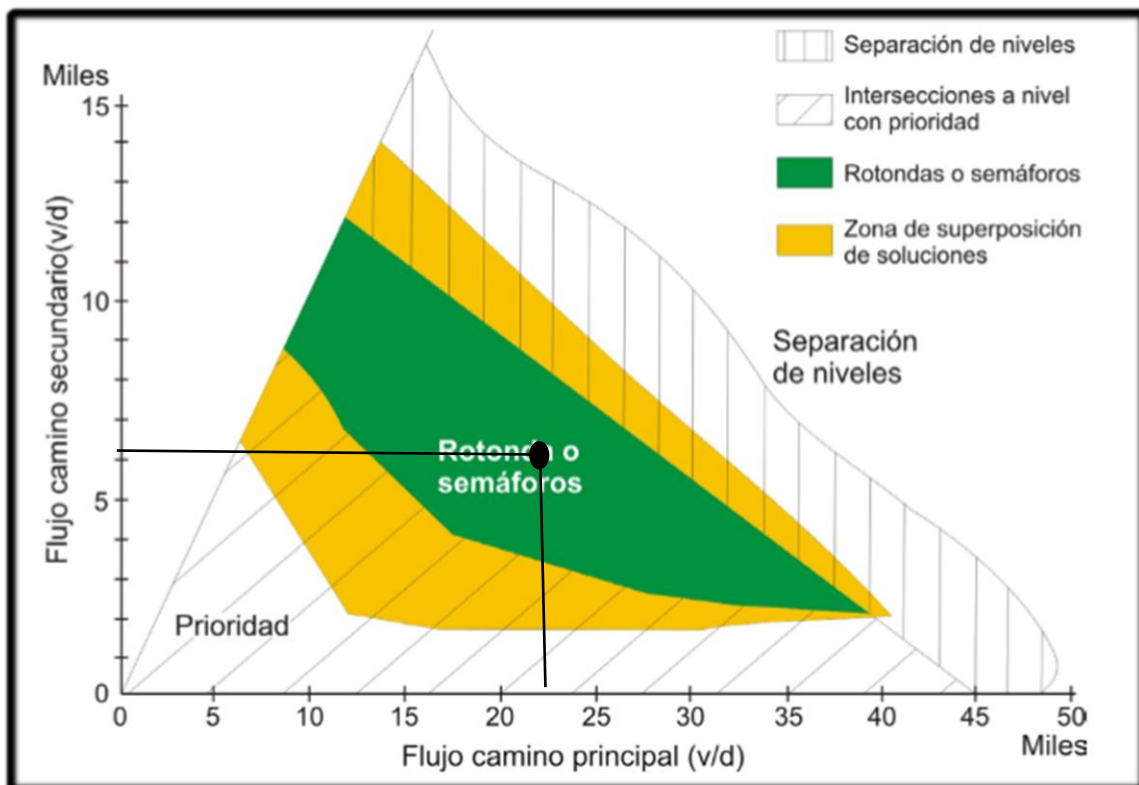
En esta intersección se producen grandes problemas de congestión y fricción vehicular sobre todo en horarios pico, provocando una reducción de la velocidad de circulación de los vehículos.

El tránsito existente es en su mayoría local en esta intersección por encontrarse cercano a la ciudad capital y a la localidad de Santa Ana. Además

de esto en época de carnavales esta intersección se congestiona por el tránsito convergente.

A partir de estos problemas actualmente la policía de la provincia regula el tránsito para que la circulación sea ordenada evitando posibles accidentes.

Utilizando el gráfico 4 y los datos de tránsito proyectado de la intersección expresados en la tabla 41. Considerando el TMDA de diseño del acceso secundario como un promedio del tránsito del acceso al Perichón y el tránsito del acceso a Santa Ana (TMDA = 6.185), y tomando un promedio del TMDA de diseño de ambos tramos de la RN12 (TMDA = 20.560) para el flujo en el camino principal, se obtiene como solución:



- Rotonda o semáforos

Actualmente es una intersección con prioridad de paso, y esto no es suficiente para solucionar los inconvenientes que genera la demanda existente, ya que, como se mencionó anteriormente se cuenta con ayuda de la policía de la provincia para organizar el tránsito.



La colocación de semáforos en la intersección provocaría la detención de los vehículos que circulan por la autovía y esto se contradice con la condición de diseño geométrico adoptada de flujo ininterrumpido de la HCM 2010. Esto podría considerarse si la intersección estuviera inserta en una zona urbana, además también se justificaría donde existe un volumen importante de tránsito peatonal, lo que no es el caso del tramo del anteproyecto.

Por otro lado, la construcción de un círculo de tránsito disminuirá la fricción vehicular de la intersección provocando una circulación fluida con baja incidencia en la velocidad de los vehículos. Por lo tanto, esta última es la solución que el equipo de trabajo plantea para esta intersección.

6.2.2- Acceso a Paso de la Patria

El acceso a Paso de la Patria presenta una intersección a nivel entre la RN12 y la RP9 con un ángulo de 74° .

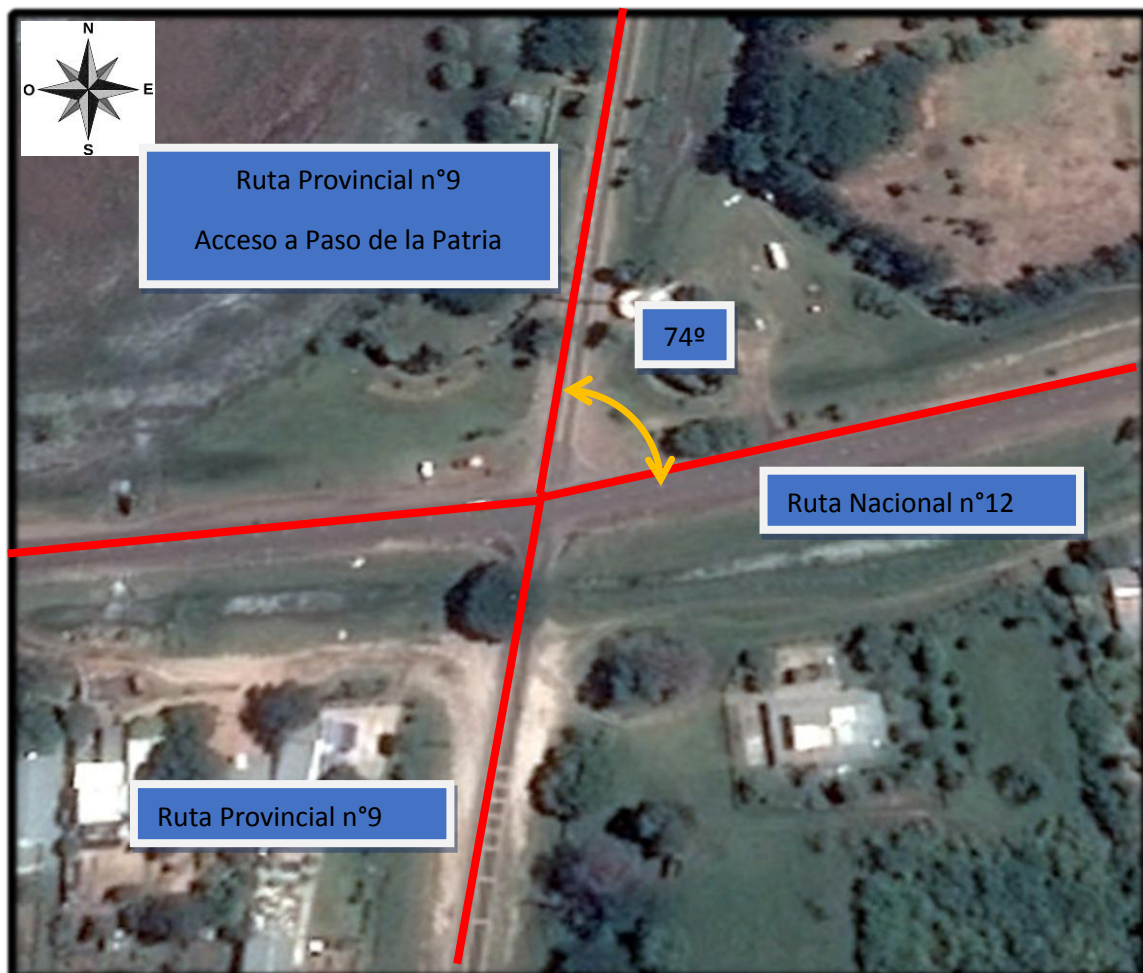
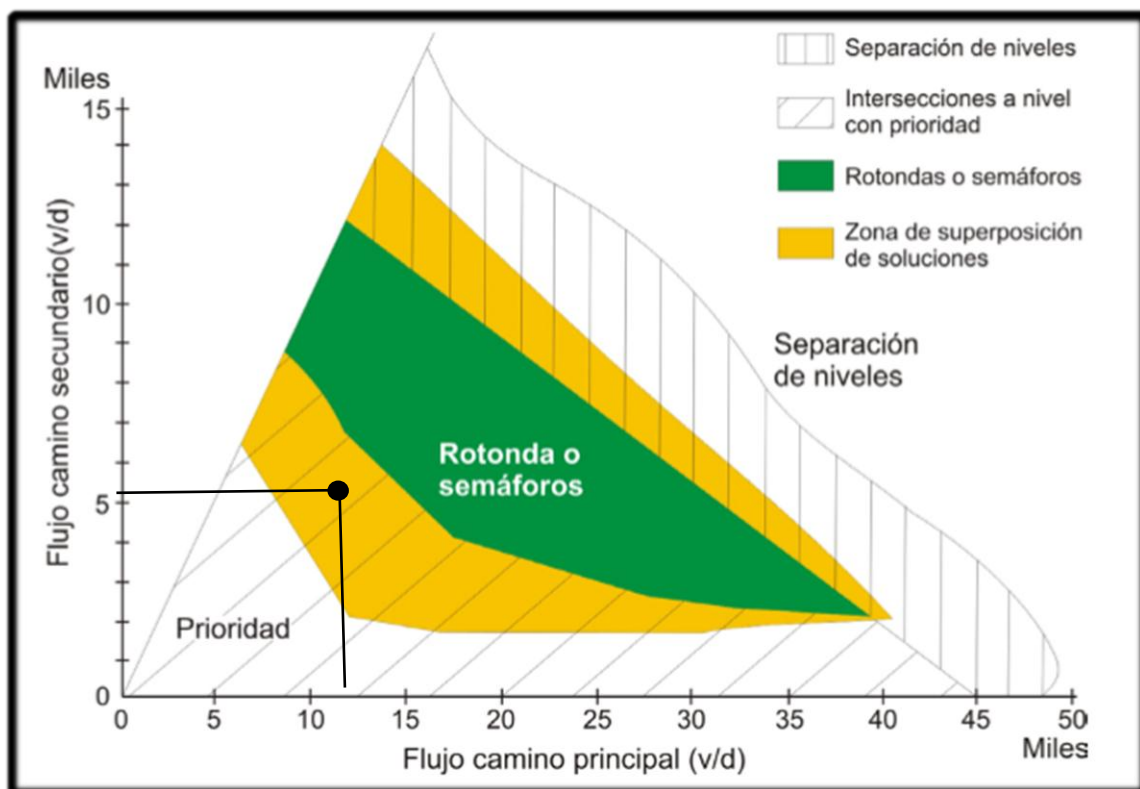


Imagen 50. Intersección acceso a Paso de la Patria. (Google eart, Año 2017)

Esta intersección presenta grandes problemas de fricción vehicular sobre todo en época de verano donde el tránsito de paso o externo se ve interrumpido por el tránsito que ingresa y egresa desde o hacia la localidad de Paso de la Patria en mayor medida como podemos observar en la tabla 41, según el tránsito actual y de diseño, que los de mayor influencia son, éste último y el tránsito de la RN12. Este volumen provoca reducción de la velocidad de circulación de los vehículos de paso en la intersección.

De la misma manera que la primera intersección analizada, pero por medio de Gendarmería Nacional se realizan controles en el acceso y en varias ocasiones también regula el tránsito para minimizar las posibilidades de accidentes.

Utilizando el gráfico 4 y los datos de tránsito proyectado de la intersección expresados en la tabla 41 Considerando el TMDA de diseño del acceso secundario como el tránsito del acceso a Paso de la Patria (TMDA = 5.064), y tomando un promedio del TMDA de diseño de ambos tramos de la RN12 (TMDA = 11.775) para el flujo en el camino principal, se obtiene una superposición de soluciones:



- Prioridad
- Rotonda o semáforos

Actualmente es una intersección con prioridad para la circulación por la RN12, siendo esto ineficiente para organizar la demanda vehicular existente.

La construcción de una rotonda de dos carriles disminuirá la fricción vehicular de la intersección y facilitará el acceso a la localidad de Paso de la



Patria sin influir de manera considerable en el tránsito de paso que circula por la RN12 provocando una circulación fluida con baja incidencia en la velocidad de los vehículos.

Esta última es la solución que el equipo de trabajo plantea para esta intersección.

Por cuestiones de tiempo y por ser el análisis a nivel de anteproyecto se propone la solución para cada intersección, pero se recomienda que posteriormente se estudie con mayor detalle las intersecciones.

Capítulo 7

7.- Dimensionamiento hidráulico e hidrológico

7.1- Introducción

La construcción de una obra vial es algo artificial que altera el curso natural del agua que escurre sobre la cuenca, cauces naturales y artificiales hasta su desembocadura final, el río Paraná, es por eso de suma importancia el estudio de la cuenca de aporte sobre la obra vial tanto hidrológicamente como hidráulica. La misma tiene un área total de 182,37 km², la cual es atravesada por la ruta nacional n°12, nuestro tramo de estudio, dividiéndola en dos cuencas. La cuenca de interés para el estudio cuenta con un área de 45,52 km², como se observa en la imagen 51, la cual se debe estudiar con detenimiento, porque es ésta la que solicita a la obra vial.

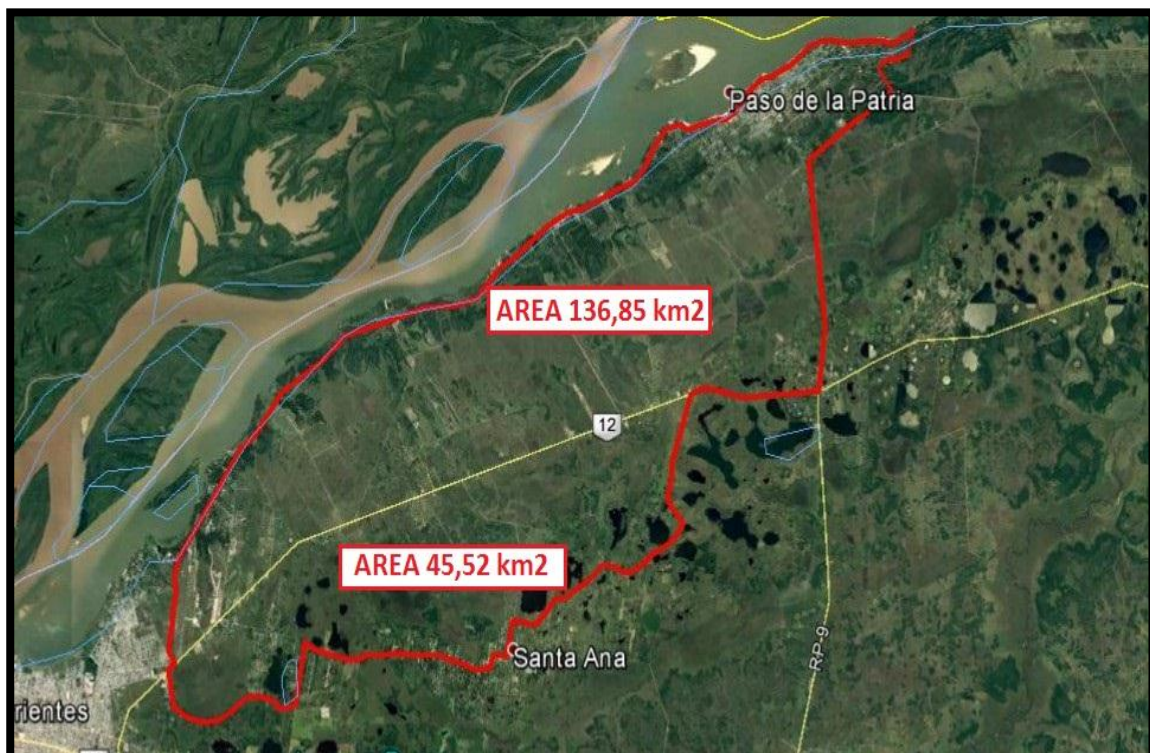


Imagen 51. Cuenca de aporte a la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

7.2- Descripción de la cuenca de aporte

La cuenca de aporte que solicita a la construcción vial se la puede dividir en sub-cuencas, cada una de ellas abarca una cierta cantidad de alcantarillas existentes como se observa en la imagen 52, las sub-cuencas presentan similitudes desde el punto de vista topográfico, tipo de suelo y uso de la tierra, es por esto que se comportan de la misma forma frente a una precipitación. Se analizó cada una, detallando como está constituida con ayuda del Google Earth y carta del IGN, hoja 2760-30 proyección conforme Gauss Kruger, como se vio en el capítulo 3 “3.4- Estudios hidrológicos”.

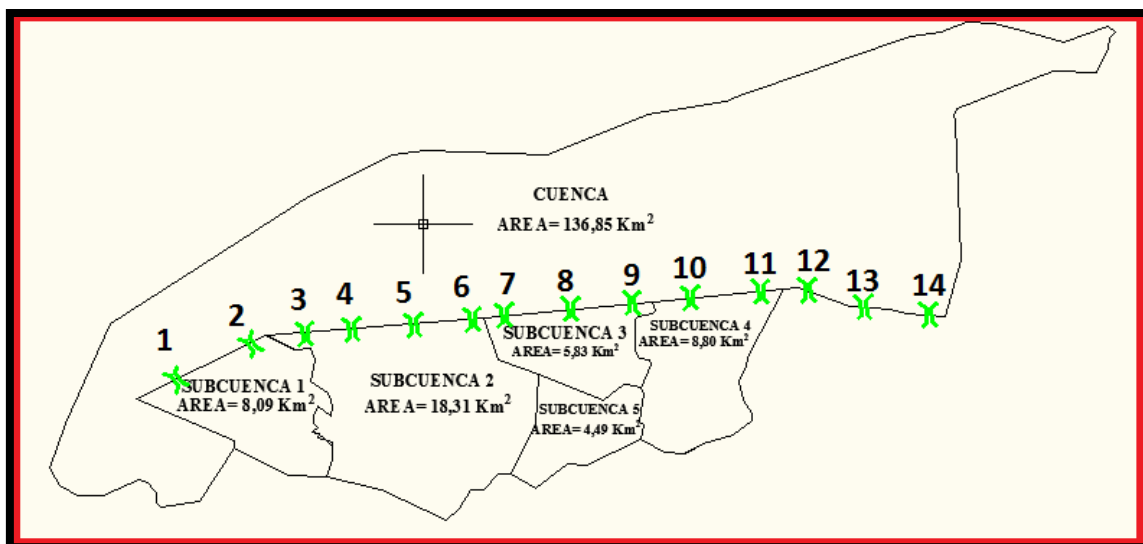


Imagen 52. División de las sub-cuencas y alcantarillas existentes (fuente: elaboración propia).

7.3- Determinación del caudal de diseño

Para la determinación de los caudales de diseño se realizó mediante el programa de simulación hidrológica HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System).



La cuenca de aporte a cada alcantarilla pueden observarse en el plano 06, y en la figura n°52, se la determinó como se describió en el capítulo 3 “3.4- Estudios hidrológicos”.

Tiempo de recurrencia

Para poder determinar el tiempo de recurrencia para el sistema de alcantarillados del proyecto se analizan tres situaciones que corresponden a diferentes autores.

- W.Jarocki: este autor tiene en cuenta para poder determinar el tiempo de recurrencia la categoría de la vía, según la tabla n°42.

Tabla 42. Tiempo de recurrencia. (Fuente: W.Jarocki; Venezia, Cornero, Tomo 2).

Tabla			
CATEGORÍA DE LA VÍA	TIEMPO DE RECURRENCIA (años)		
	Terraplenes	Puentes	Alcantarillas
Autopistas urbanas	100	100	50
Rutas principales	50	50	25
Caminos vecinales	25	25	10
Caminos provisorios	10	10	5



- Viessman: para poder determinar el TR el autor tiene en cuenta el tipo obra como se ve en la tabla 43.

Tabla 43. Tiempo de recurrencia. (Fuente: Viessman1977)

Tabla	
Tipo de obra	Tiempo de recurrencia
Drenaje que atraviesa rutas de acuerdo con la intensidad del tráfico	10 a 50
Pista de aeropuerto	5
Obras de drenaje pluvial	2 a 10
Pequeños diques	2 a 50
Drenaje agrícola	5 a 50

- AASHTO 1979: tiene en cuenta diferentes parámetros para determinar el TR. Como se puede observar en la tabla n° 44.

Tabla 44. Tiempo de recurrencia. (Fuente: AASHTO 1979).

Tabla				
Parámetro	Calificación			Valor adoptado
	1	2	3	
Daño a las propiedades	bajo	medio	alto	1
Daño al camino	bajo	medio	alto	1
Pérdidas potenciales de vida	bajo	medio	alto	1
Altura del terraplén	< 6m	6m a 15m	> 15m	1
Costo de reconstrucción	bajo	medio	alto	1
T.P.D.A. (Tránsito Promedio Diario Anual)	< 100	100 a 750	> 750	3
Rutas alternativas	si	mala calidad	no	1
Sección de camino inundado	si	eventual	no	3
Caudales registrados mayores que el caudal para recurrencia de 50 años	ninguno	uno	varios	1
Valor estratégico	no	no	si	1
Efecto sobre la economía local	bajo	medio	alto	1
			9 del 1	2 del 3



Tabla	
Promedio Ponderado de la Calificación	Rango del Recurrencia para Diseño
1	10 - 25
2	25 - 50
3	más de 50

Conclusión: estudiando los tres casos podemos tomar como tiempo de recurrencia 25 años para la verificación de alcantarillas.

Se adopta TR = 25 AÑOS

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se lo estudio por medio de la ecuación de Kirpich, el cual se entiende que es la longitud máxima que tardaría una gota de agua para escurrir del punto más alejado de la sub-cuenca hasta el punto de desembocadura. Se adopta el tiempo de concentración para la determinación de la tormenta de diseño el de la sub-cuenca 2, debido que es el tiempo en el cual todas las sub-cuencas estarían aportando.

$$t_c = 3,989 * L^{0,77} S^{-0,385}$$

t_c = tiempo de concentración (minutos)

L = longitud de recorrido del agua más largo (km)

S = pendiente media de la cuenca (m/m)

$$t_c = 3,989 * 6,65^{0,77} * 0,0003^{-0,385} = 389,71 \text{ min}$$

Se adopta t_c = 390 min

Se determinó el tiempo de concentración de todas las sub-cuencas por la misma metodología.

**Tabla 44.** Determinación de los t_c de cada sub-cuenca.

Sub cuenca	L (km)	i (m/m)	t_c (min)
1	3,69	0,0004	247,62
2	6,65	0,0003	389,71
3	2,78	0,0004	199,11
4	4,1	0,0005	268,54
5	2,41	0,0003	178,37

Tormenta de diseño

Uno de los parámetros importantes es la precipitación que se produce en la zona de estudio, esta es una variable hidrológica de entrada al sistema y con esta información se determina los caudales a través de un proceso de lluvia escorrentía que nos van a servir para poder verificar las obras hidráulicas que son las alcantarillas existentes en el tramo de estudio.

Es necesario determinar la tormenta de diseño para ello se debe conocer las lluvias críticas que se producen sobre Corrientes y los parámetros fundamentales que son:

- Intensidad (I)
- Duración (D)
- Frecuencia (F)

Combinados entre si dan nombre a las curvas IDF, las cuales nos permiten determinar un evento de precipitación para una determinada duración y frecuencia acorde a nuestra región.

Se analizaron las curvas IDF de la ciudad de Corrientes con las curvas IDF de Resistencia para poder adoptar una de ellas que mejor se adapte al trabajo.

Curvas IDF de la ciudad de Corrientes

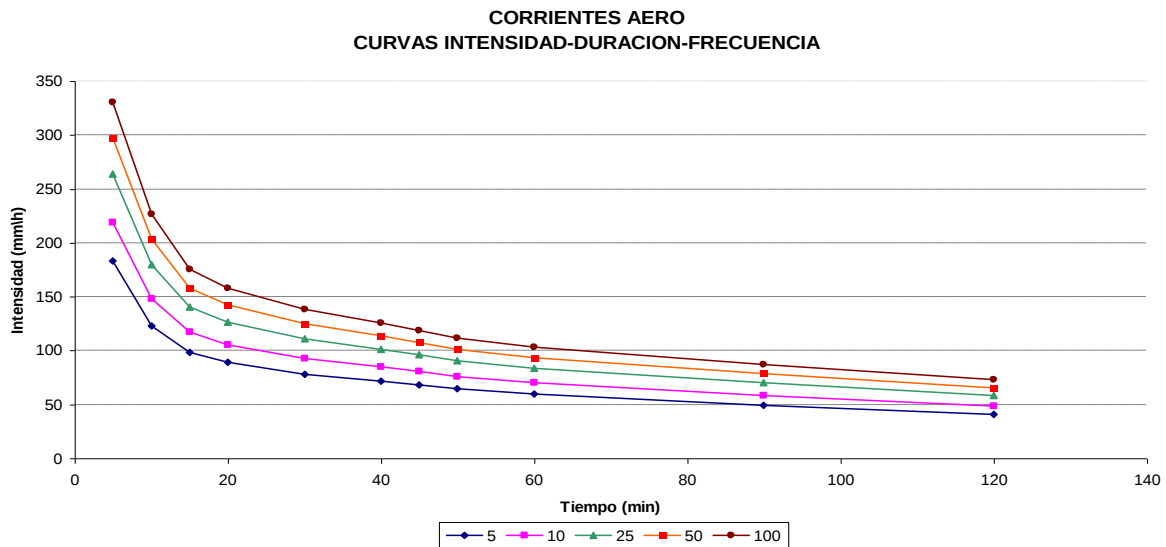


Imagen 53. Curvas IDF de la ciudad de Corrientes (fuente: Plan director Hídrico de la ciudad de Corrientes).

Se halló la ecuación de dicha gráfica y los parámetros correspondientes otorgados por "Plan director hídrico de la ciudad de Corrientes" (Fassi, 1995).

$$I = \frac{A}{(Td+B)^C}$$

Dónde:

A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada.

Td= duración del evento en minutos.

Tabla 45. Parámetros de la curva IDF de la ciudad de Corrientes (fuente: Plan director Hídrico de la ciudad de Corrientes).

Tr(años)	A	B	C
2	1211.95	13.79	0.757
5	1672.36	14.36	0.769
10	1963.71	14.34	0.773
20	2241.01	14.36	0.775
50	2583.07	14.36	0.776

Como se puede observar en la gráfica y en la tabla 45, existen dos inconvenientes. La tabla no cuenta con parámetros para un TR de 25 años razón por la cual no se puede calcular analíticamente la intensidad para dicho tiempo de recurrencia y además en las curvas IDF de la ciudad de Corrientes se observa que la duración de la lluvia fue analizada hasta los 120min, con datos que no son del todo confiables.

Los fenómenos convectivos que generan las tormentas en Corrientes y Resistencia son similares debido a que las precipitaciones no varían mucho en el centro, que en los extremos, además que se encuentran a una distancia próxima de 25km de la zona de estudio.

Es por esto que se decidió trabajar con las curvas IDF de la ciudad de Resistencia.

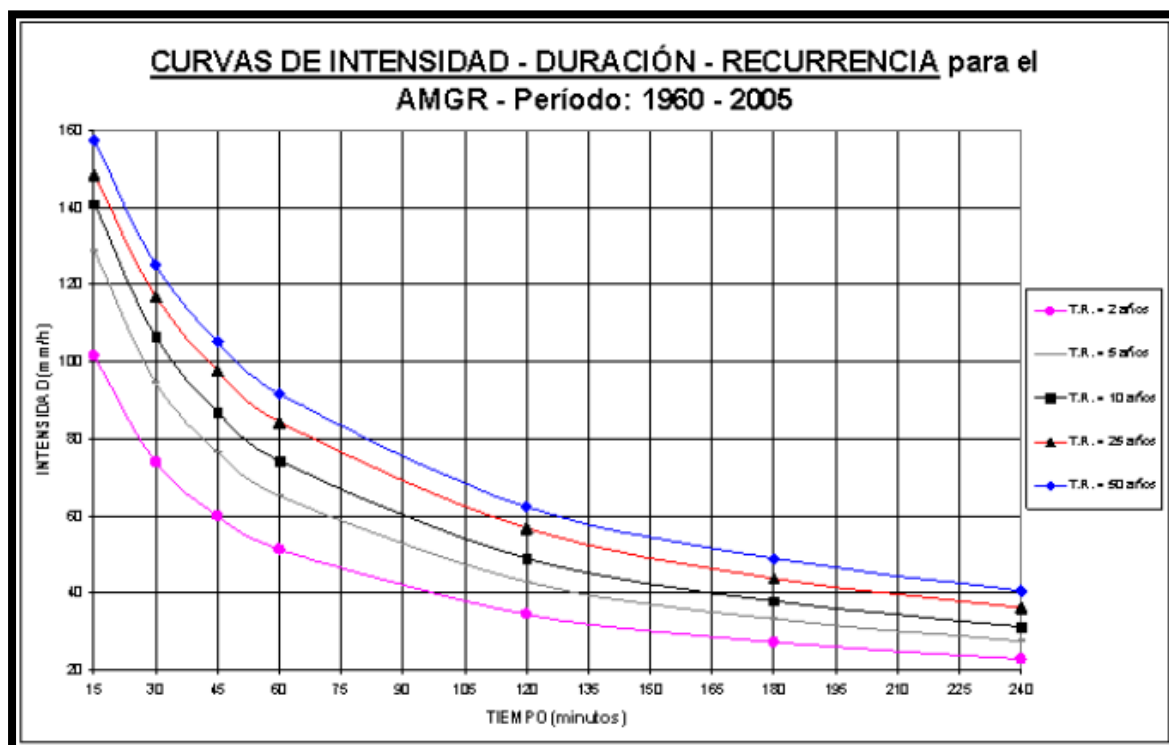


Imagen 54. Curvas IDF de la ciudad de Resistencia. (Fuente: Pilar et al, 2.005).



Estas curvas se asocian a la siguiente expresión:

$$I_p \text{ (mm/h)} = \frac{A}{[B + d]^c}$$

Donde:

A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada.

d = duración del evento en minutos.

Tabla 46: parámetros de ajuste. (Fuente: Pilar et al, 2.005).

TR (años)	Parámetros		
	A	B	c
2	740,0	8,1	0,63299
5	1201,5	11,1	0,68400
10	1648,5	16,0	0,71600
25	2300,0	24,5	0,74500
50	2135,0	24,0	0,71100

Con esto se obtuvo el hietograma de precipitación el cual nos va a servir para poder calcular el caudal de diseño para verificar las alcantarillas (tabla 47).

Tabla 47. Intensidad de precipitación (fuente: elaboración propia)

Duración (min)	Ip (mm/h)
30	117
60	84,4
90	67,3
120	56,6
150	49,1
180	43,7
210	39,5
240	36,1
270	33,3
300	31
330	29
360	27,3
390	25,8

Para la elaboración del hietograma de diseño se optó trabajar con el método de los bloques alternos el cual refleja la distribución de las precipitaciones producidas en las 6,5 horas que se pueden producir en ese punto con un TR = 25 años. En el centro se coloca la precipitación registrada en los 30 min más lluviosos, luego a la derecha se coloca la precipitación registrada en el segundo intervalo más lluvioso, a la izquierda la registrada en el tercer intervalo más lluvioso y así se prosigue sucesivamente.

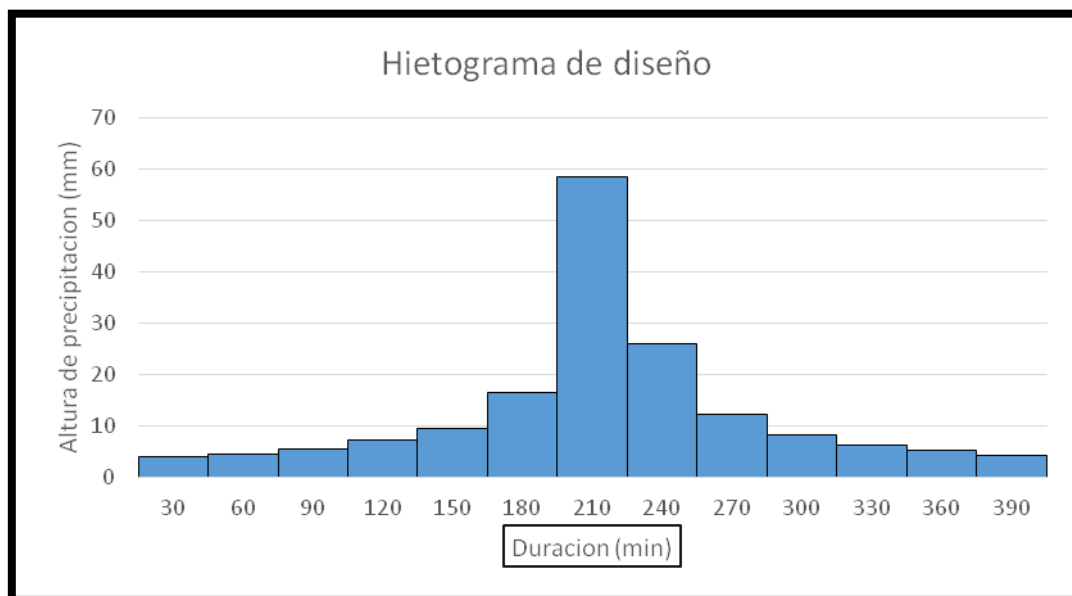


Imagen 55. Hietograma de la tormenta de diseño (fuente: elaboración propia).

Numero de curva CN

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, teniendo en cuenta el uso de la tierra, el tipo de suelo y la condición de humedad antecedente, dando lugar a las denominadas curvas CN las cuales son adimensionales, se encuentran tabuladas en el libro Hidrología Aplicada (Ven te Chow, 1987) y se puede observar en la imagen 56.



Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
grava	76	85	89	91
tierra	72	82	87	89

Imagen 56. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana. (Fuente: Ven te Chow, 1987).

Para ocupar la tabla se tomó como condiciones antecedentes de humedad AMC II (por sus siglas en ingles) para condiciones normales, y el tipo de suelo grupo A: arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.



A continuación se calcula el valor de CN para cada sub cuenca.

- Sub-cuenca 1

Área: 8,09 km²

1,08% área impermeable. CN= 82

0,47% residencia impermeable en un 50%. CN= 61

97,47 área abierta con cubierta de pasto de 75%. CN= 49

0,98 bosque cubierta buena. CN = 25

CN compuesto (II)= $1,08\% * 82 + 0,47\% * 61 + 97,47\% * 49 + 0,98 * 25 = 49,18$

- Sub-cuenca 2

Área: 18,31 km²

18% área impermeable. CN= 80

40,4% bosque cubierta buena. CN= 25

0,44% calles y carreteras. CN= 98

41,16% área abierta con cubierta de pasto de 75%. CN= 49

CN compuesto (II)= $18\% * 80 + 40,4\% * 25 + 0,44 * 98 + 41,16 * 49 = 45.09$

- Sub-cuenca 3

Área: 5,83 km²

63% área abierta con cubierta de pasto de 75%. CN= 41

37% bosque cubierta buena. CN= 25

CN compuesto (II)= $63\% * 41 + 37\% * 25 = 35$



- Sub-cuenca 4

Área: 8,8 km²

50% área abierta con cubierta de pasto de 75%. CN= 41

30% bosque cubierta buena. CN= 25

5% residencial impermeable en un 50%. CN= 61

15% área impermeable. CN= 82

CN compuesto (II)= $50\% \cdot 41 + 30\% \cdot 25 + 5\% \cdot 61 + 15\% \cdot 82 = 43,35$

- Sub-cuenca 5

Área: 4,49 km²

52,12% área abierta con cubierta de pasto de 75%. CN= 41

7,57% bosque cubierta buena. CN= 25

40,31% área impermeable. CN= 82

CN compuesto (II)= $52,12\% \cdot 41 + 7,57\% \cdot 25 + 40,31\% \cdot 82 = 56,31$

7.4 – Alcantarillas

Introducción

En el tramo existente de la ruta nacional n°12 se emplaza las siguientes alcantarillas con sus respectivas progresivas, dimensiones y longitudes tal como se puede observar en la tabla 48.

Tabla 48. Alcantarillas existentes. (Fuente: elaboración propia).

ALCANTARILLA	PROGRESIVA	ALTURA (m)	LUZ (m)	LONGITUD J (m)
1	1.036,71	1,55	2	14
2	1.038,25	1,55	2	14
3	1.039,75	1,55	2	14
4	1.041,63	1,55	2	14
5	1.043,44	1,55	2	14



6	1.044,44	1,55	2	14
7	1.046,28	1,55	2	14
8	1.048,43	1,55	2	14
9	1.050,14	1,55	2	14
10	1.051,25	1,55	2	14
11	1.053,27	1,55	2	14
12	1.054,12	1,55	2	14
13	1.055,01	1,55	2	14
14	1.056,45	1,55	2	14

Se procede a duplicar las cantidades de alcantarillas en algunos sectores, dejando las existentes y proyectando nuevas, las longitudes de las mismas pasa a ser de 28 metros igual al ancho del terraplén, el motivo por el cual se procede a esta decisión es para que trabajen más holgadamente y puedan transportar el caudal de diseño sin que produzcan erosión la velocidad del agua a la salida de la alcantarillas. A continuación se muestra en la tabla 49 como quedaría la distribución, medidas y cantidad de alcantarillas, y se la aprecia en la imagen 57.

Tabla 49. Alcantarillas existentes y nuevas. (Fuente: elaboración propia).

ALCANTARILLA	PROGRESIVA	ALTURA	LUZ	LONGITUD J
1 Existente	1.036,71	1,50	2	28
2 Nueva	1.037	1,50	2	28
3 Existente	1.038,25	1,50	2	28
4 Nueva	1.039	1,50	2	28
5 Existente	1.039,75	1,50	2	28
6 Nueva	1.040,5	1,50	2	28
7 Existente	1.041,63	1,50	2	28
8 Nueva	1.042	1,50	2	28

9 Existente	1.043,44	1,50	2	28
10 Nueva	1.044	1,50	2	28
11 Existente	1.044,44	1,50	2	28
12 Nueva	1.045	1,50	2	28
13 Existente	1.046,28	1,50	2	28
14 Nueva	1.047,35	1,50	2	28
15 Existente	1.048,43	1,50	2	28
16 Nueva	1.049,28	1,50	2	28
17 Existente	1.050,14	1,50	2	28
18 Existente	1.051,25	1,50	2	28
19 Nueva	1.052,26	1,50	2	28
20 Existente	1.053,27	1,55	2	28
21 Nueva	1.053,69	1,55	2	28
22 Existente	1.054,12	1,55	2	28
23 Existente	1.055,01	1,55	2	28
24 Existente	1.056,45	1,55	2	28

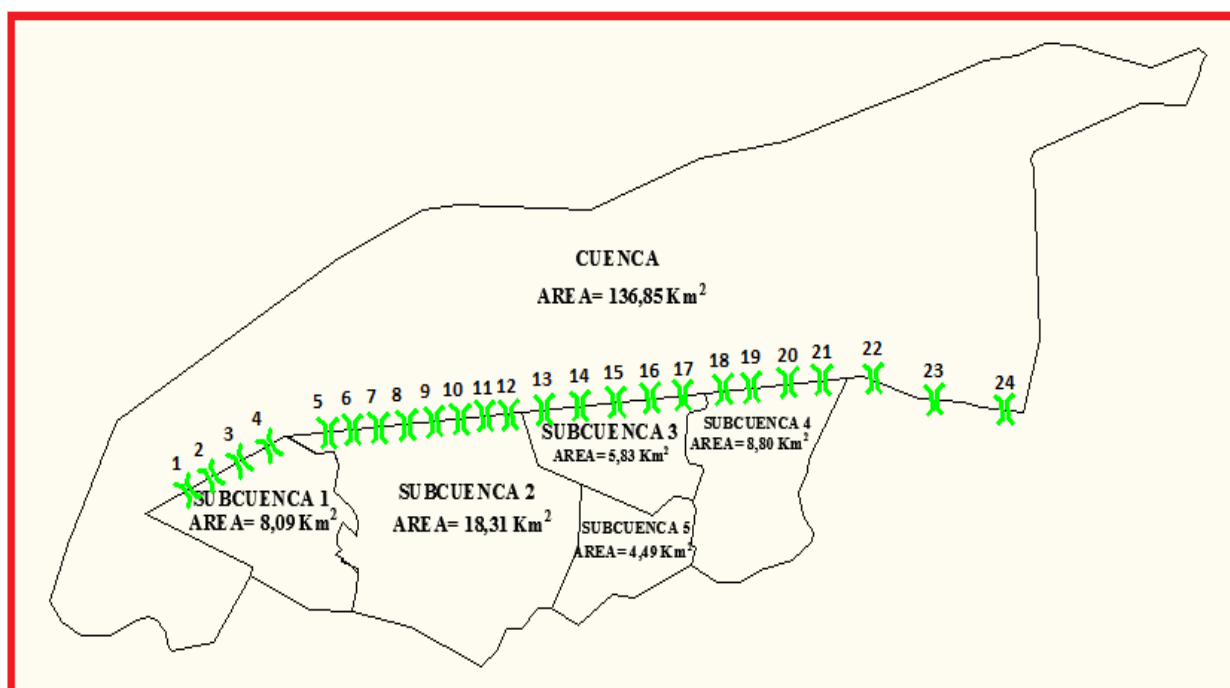


Imagen 57. División de las sub-cuencas y distribución de alcantarillas (fuente: elaboración propia.)

7.5 – Modelado

Para poder obtener el caudal de diseño se propuso en el programa HEC-HMS el siguiente esquema de modelado, en donde se representan las sub-cuencas de aporte a cada alcantarilla (Imagen 58).

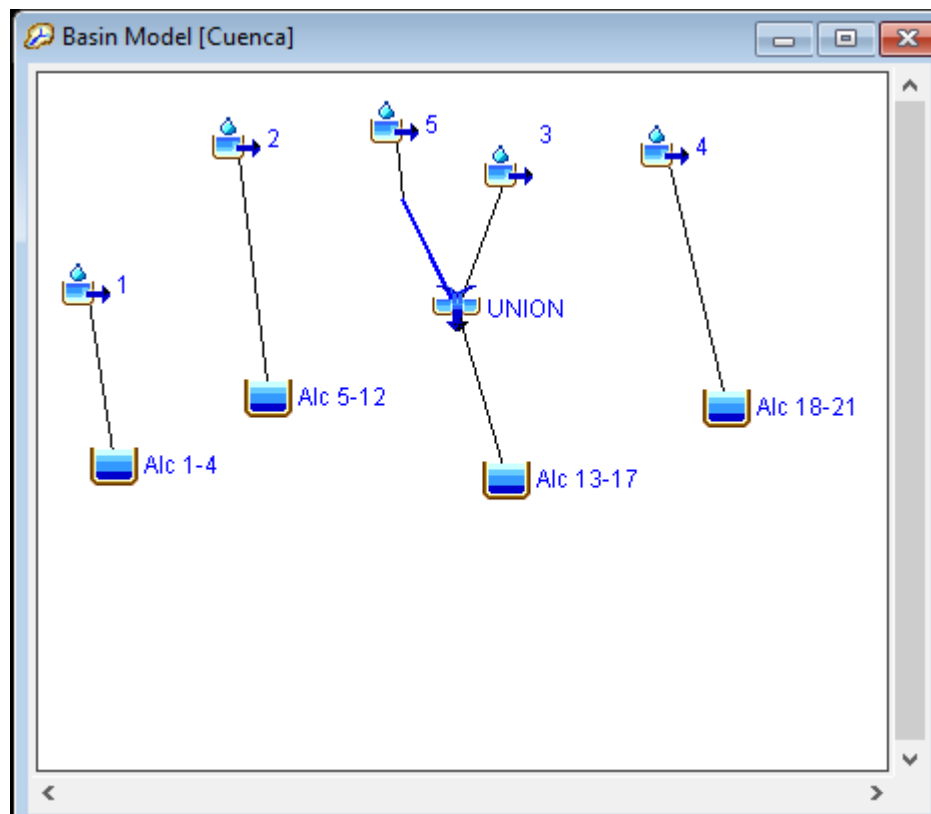


Imagen 58. Esquema del modelo obtenido por el programa HEC-HMS. (Fuente: elaboración propia).

Para modelar el caudal de diseño se utilizó el método de servicio de conservación de suelo propuesto por el programa, se introdujeron las variables correspondientes de cada sub-cuenca siendo ellas:

- Área en km².
- Numero de curva.
- Porcentaje de área impermeable.



- Tiempo de concentración.

Para la propagación de la sub-cuenca 5 sobre la sub-cuenca 3 se utilizó el método de Muskingum donde intervinieron las variables:

- Constante de almacenamiento K , sugerida por Linsley.
- Factor de ponderación de la cuña de almacenamiento X . el cual se toma un valor igual a cero. “Cuando $X = 0$, No existe cuña y por consiguiente no existe curva de remanso; éste es el caso para un embalse lineal. En corrientes naturales, X se encuentra entre 0 y 0,3 con un valor medio cercano a 0,2. No se necesita una gran precisión en la determinación de X debido a que los resultados del método son relativamente insensibles al valor de este parámetro” Ven te chow. Hidrologia aplicada.

Caudal

El caudal que entrega cada sub-cuenca será distribuido según la zona que abarca cada alcantarilla, a continuación se muestra el caudal pico que descarga cada sub cuenca:

Sub cuenca 1: 7,4 m³/s

Sub cuenca 2: 16 m³/s

Sub cuenca 3: 1.7 m³/s

Sub cuenca 4: 9 m³/s

Sub cuenca 5: 9.6 m³/s

Caudal suma: 74,8 m³/s

El mayor caudal resultante es de la sub-cuenca 2 = 16 m³/s, se divide entre las alcantarillas de las progresivas 1.039,75; 1040,5; 1.041,63; 1.042; 1043,44; 1044; 1.044,44; 1045, con lo cual en el cálculo hidráulico se lo estima dividido en 8, igual a 2 m³/s por alcantarilla. Este es el valor con el cual se va a verificar las alcantarillas transversales ya que es el de mayor aporte.



Dimensión y tipo de alcantarilla

En el tramo de estudio existente de la ruta nacional n°12 existe emplazada la alcantarilla tipo cajón de hormigón armado designada con el nombre O-41211-I de la DNV, la cual se puede ver detalladamente en el plano 10

A continuación se detalla las dimensiones y características más relevantes, que sirven para el cálculo de verificación:

- Alcantarilla recta tipo A
- Altura $D = 1,5\text{m}$
- Luz $B = 2\text{m}$
- Longitud $J = 28\text{m}$
- Pendiente del fondo del conducto 0,5%
- Alas a 45° y aristas redondeadas

Comprobación hidráulica

La DNV contempla para el cálculo y verificación de alcantarillas el régimen hidráulico de las mismas, es por esto que se debe comprobar dos formas básicas, según la ubicación de la sección que controla hidráulicamente el flujo y esta puede ser con control de entrada o con control de salida, teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular. Para ello se debe determinar la profundidad del agua en la entrada para cada tipo de control, luego adoptar el valor más alto para determinar qué tipo de control gobierna.

Se limitara la carga hidráulica a la entrada de la alcantarilla con el fin promover un buen funcionamiento de la misma, no afectar a los usuarios, proteger la estabilidad del terraplén, la vía, no producir inundaciones, y no causar interrupciones en el tráfico. Es por esto que el valor máximo de la carga



hidráulica recomendado es $H_e=1,5\text{m}$ coincidente con el dintel del conducto. Además para las alcantarillas de hormigón, se acepta que la velocidad máxima recomendada dentro del cajon según DNV, si el agua trae sólidos en suspensión es de 3m/s.

- Alcantarilla con control de entrada

Las variables que intervienen en este tipo de flujo son:

1. Tipo y dimensiones de la sección transversal. Tipo O-41211-I, dimensión $B*D= 2\text{m}*1,5\text{m}$
2. Geometría de la embocadura. Embocaduras de alas a 45° y arista redondeadas.
3. Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura H_e

Se procede al cálculo:

Con el nomograma para el cálculo de flujo con control de entrada (imagen 59), las dimensiones de la alcantarillas ($B*D$), el caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$), la forma de la sección geometría transversal de la alcantarilla perteneciente al Tipo (1) alcantarilla rectangular, se calcula el nivel que debe formarse a la entrada H_e necesario para poder permitir el paso del caudal de diseño.

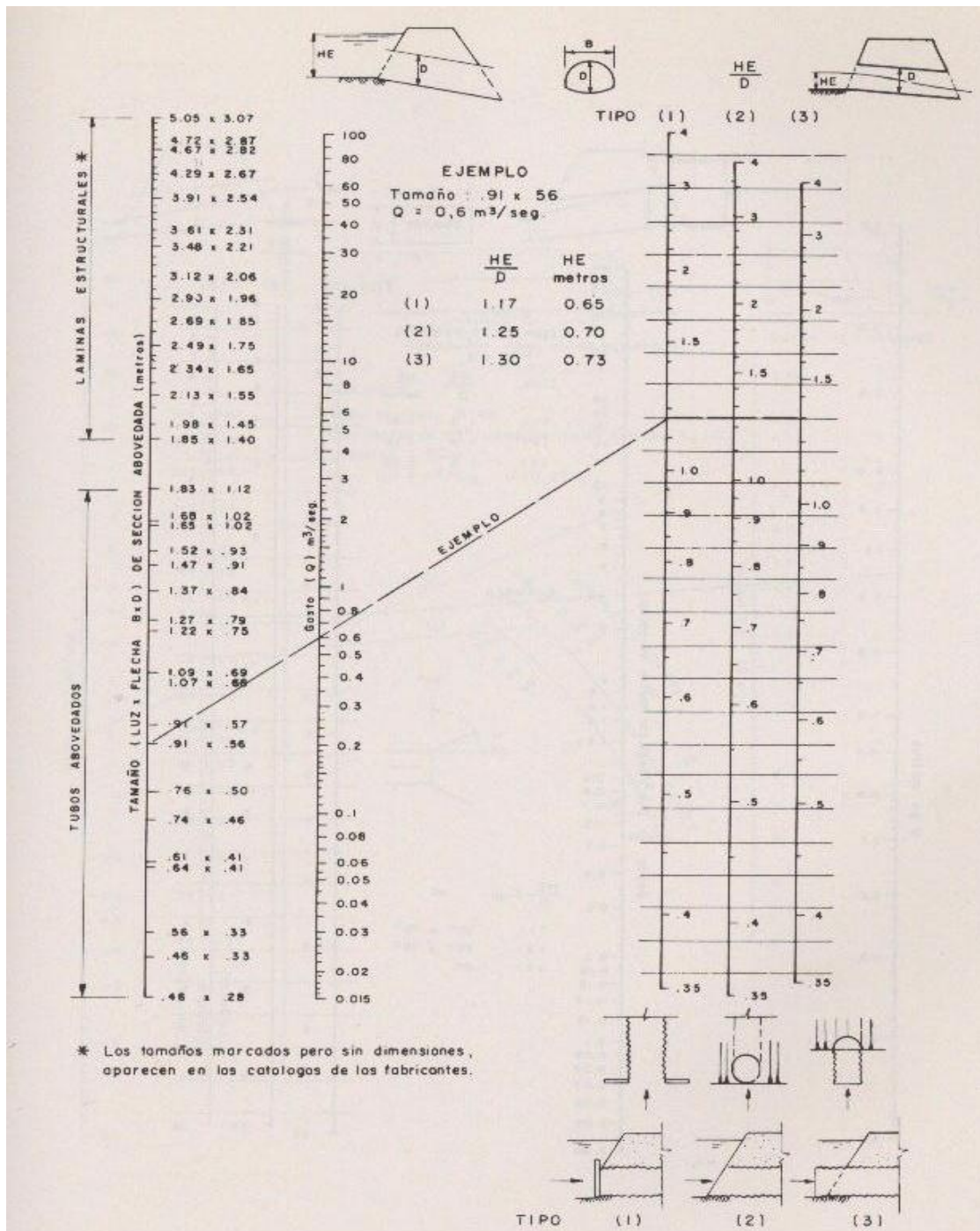


Imagen 59. Nomograma para el cálculo en flujo con control de entrada (fuente: Carciente 1985).

$$\frac{H_e}{D} = 0,45 \rightarrow H_e = 0,45 * 1,5 = 0,68$$



- Alcantarilla con control de salida

Las variables que intervienen para este tipo de flujo son las tres mismas que para control con flujo de entrada más las siguientes variables:

1. Nivel de agua a la salida. H_1
2. Pendiente del conducto. $i = 0,5\%$
3. Rugosidad del conducto. $\eta = 0,012$
4. Largo del conducto. $J = 28m$

Para la estimación del nivel de agua a la salida se adopta el promedio entre $h_c = 0,47m$ (tirante crítico para un caudal de diseño) y $D=1,5m$ (altura de la alcantarilla). Entonces:

$$H_1 = \frac{h_c + D}{2} = 0,98m$$

Se necesita saber el valor de H (energía empleada en la obtención de la energía de velocidad a la salida, más la perdida por fricción y pérdidas a la entrada) para ello se utiliza el nomograma de la imagen 60.

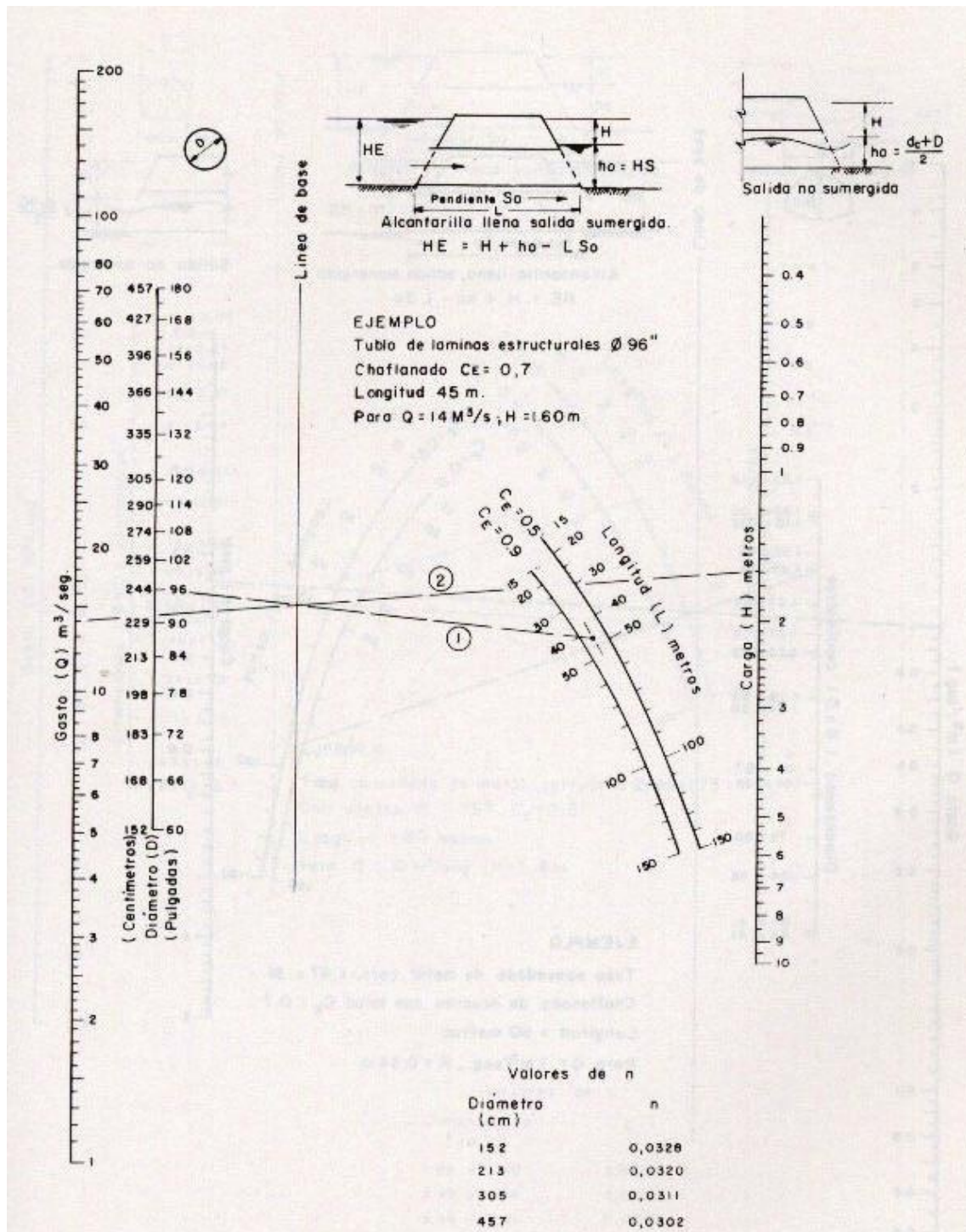


Imagen 60 - Nomograma para el cálculo en flujo con control de salida (Fuente: Carciente 1985).

El valor de H obtenido del nomograma es $H = 0,4 \text{ m}$.

De la siguiente ecuación se determina H_e , que es el valor buscado



$$H_e = H + H_1 - L * i = 0,4m + 0,98m - 28m * 0,005 = 1.24m$$

Se compara este valor de H_e con H_e calculado con control de entrada y se elige el mayor. El valor determinante indica cual es el tipo de flujo que gobierna, de la comparación de ambos valores se obtiene que el flujo dominante es con control de salida.

Para las alcantarillas de hormigón, se debe limitar la velocidad del flujo a la salida para evitar erosión y socavación del suelo aguas abajo, los valores máximos recomendados se ilustran en la tabla 50.

Tabla 50. Velocidades máxima admisibles (m/s) en canales no revestidos.

Tipo de Terreno	Flujo Intermitente (m/s)	Flujo Permanente (m/s)
Arena Fina (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla limosa (no coloidal)	0,90	0,90
Arcilla fina	1,00	1,00
Ceniza volcánica	1,20	1,00
Grava fina	1,50	1,20
Arcilla dura (coloidal)	1,80	1,40
Material graduado (no coloidal):		
Desde arcilla a grava	2,00	1,50
Desde limo a grava	2,10	1,70
Grava	2,30	1,80
Grava gruesa	2,40	2,00
Desde grava a piedras (bajo 15 cm)	2,70	2,10
Desde grava a piedras (sobre 20 cm)	3,00	2,40



De la tabla para el tipo de suelo arcilla arenosa se desprende que la velocidad máxima de salida para flujo permanente es 0,75m/s muy cercana a la velocidad máxima, pero estando igual en buenas condiciones.

$$V = \frac{Q_{diseño}}{\Omega} = \frac{2}{2 * 1,5} = 0,66 \frac{m}{s} < 0,75 \frac{m}{s}$$

Conclusión

El área de aporte a la ruta de 45,52 km², formada por cinco sub-cuencas, tiene 14 alcantarillas existentes en las cuales se verifico que no soportaban el caudal de diseño. Por lo tanto se optó por agregar 10 alcantarillas nuevas, haciendo un total de 24 alcantarillas rectangulares de dimensiones B=2m; D=1,5m; J=28m capaces de transportar sin inconvenientes el caudal de diseño, el cual es, $Q_{diseño} = 74,8 \text{ m}^3/\text{s}$, que se obtuvo mediante el software HEC-HMS. También se verifico la velocidad de salida que no produce erosión y socavación del suelo aguas abajo, funcionando el sistema de alcantarillado con control de salida, de acuerdo a lo demostrado en el uso de los nomogramas de dimensionamiento hidráulico de alcantarillas.



Capítulo 8

8.- Seguridad vial

8.1- Introducción

En todo el mundo, anualmente mueren más de un millón de personas y hasta cincuenta millones resultan heridas en accidentes viales; en la Argentina se estima en más de ocho mil los muertos en accidentes similares, un muerto por hora, según las normas y recomendaciones de diseño geométrico de la Dirección de Vialidad Nacional del 2010.

En la RN 12, en el tramo general de estudio, según el Ministerio de Seguridad de la provincia de Corrientes-división de estadísticas en los últimos 5 años hasta el mes de mayo del 2017 se produjeron los siguientes hechos que se observan en la tabla n° 40

Tabla 40: Siniestros viales acaecidos en la Ruta Nacional N° 12, más específicamente en el tramo comprendido entre Riachuelo y Paso lo de la Patria

Año	Cant. de hechos	LEVES	GRAVES	DECESOS
2013	34	12	35	3
2014	35	9	30	4
2015	31	9	29	2
2016	40	13	38	4
2017	9	3	8	1
Total	149	46	140	14

Un dato importante que se obtiene de la misma es el número de decesos por año, el cual es en promedio de 3 muertos por año.



El objetivo de los dispositivos de seguridad que se prevén utilizar en la vía, es disminuir el número de accidentes.

Estos accidentes se producen por distintos motivos, los cuales se expondrán más adelante, para explicar estos, es necesario expresar las siguientes definiciones que se encuentran en las normas y recomendaciones de diseño geométrico de la Dirección de Vialidad Nacional del 2010.

- Costado de calzada (CDC), comprenden las superficies desde los bordes de calzada hasta los límites de la zona de camino. En calzadas divididas, la mediana es CDC de cada una de ellas.
- Invasiones, los desvíos que superan los límites de carril se llaman invasiones. Las invasiones pueden ser voluntarias o involuntarias
- Choque Frontal (CHF), se da cuando un vehículo invade el carril de sentido contrario.
- Salida de calzada (SDC), a los vehículos que se desvían de la calzada, invaden los CDC y vuelcan, o chocan contra objetos fijos naturales o artificiales.

“Para reducir el número de heridos graves y muertos, el objetivo debe ser mantener a los vehículos en la calzada, y evitar que invadan los costados. Donde esto ocurra, el diseño debe esforzarse por reducir al mínimo el riesgo de choques contra objetos peligrosos en los costados y/o el vuelco del vehículo, y por reducir la gravedad de los accidentes que se produzcan”. Normas y recomendaciones de diseño geométrico de la Dirección de Vialidad Nacional del 2010.

Para mantener a los vehículos dentro de la calzada es necesario obtener un buen diseño de los siguientes factores.

- Diseño geométrico: distancias visuales, alineamiento horizontal, peralte, alineamiento vertical, anchos de carril y banquina, carriles auxiliares



- Coordinación planialtimétrica y coherencia de diseño
- Fricción y lisura superficial del pavimento
- Drenaje
- Señalización horizontal y vertical
- Iluminación
- Mantenimiento

8.2- Señalización

Como parte fundamental del correcto funcionamiento del diseño geométrico de la autovía, se debe disponer de la señalización adecuada, con el objetivo que los conductores puedan recibir y procesar la información de manera cómoda y sin intervenciones tanto para los conductores de la zona como para los que no están familiarizados con el camino. La falta de señales o señales que induzcan a confusión pueden contribuir a maniobras inadecuadas o pérdidas de atención del conductor aumentando así la posibilidad de colisiones en la vía.

El marco jurídico y legal de la señalización, la dispone el Anexo “L” del Decreto nº 779/95 reglamentario de la Ley Nacional de Tránsito nº 24.449 y el Manual Interamericano de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras

Esta señalización se puede clasificar de dos maneras

Según su tipo:

- Verticales: de Reglamentación o Prescripción, Prevención o advertencia y las de Información.
- Horizontales: señales longitudinales, transversales y marcas especiales.



Son aplicadas sobre la calzada, con la finalidad de guiar el tránsito vehicular, regular la circulación y advertir determinadas circunstancias. La regulación incluye la transmisión de órdenes y/o demarcación de zonas prohibidas.

- Luminosas: semáforos (para vehículos, de giro vehicular con flechas, peatonal y especiales), señales luminosas vehiculares
- Transitorias: reglamentarias, de prevención, de información y otras señales temporarias.
- Manuales: las que realizan los agentes de tránsito y el conductor.
- Sonoras: bocinas, sirenas y silbatos.

Según su uso:

- Reglamentarias o prescriptivas

Las señales reglamentarias son también llamadas imperativas o prescriptivas, su finalidad es indicar a los usuarios las limitaciones o prohibiciones que rige en el tránsito en los sectores señalizado. Presentan un color rojo y el mensaje o símbolo es en color negro.

Estas se subdividen a su vez en: de prohibición, de restricción y de prioridad.

Prohibición: simbolizan que determinada acción no puede realizarse.

Restricción: son aquellas que indican los límites de la velocidad, peso y tamaño de los vehículos, uso de estacionamiento y carriles.

Prioridad: cambian o refuerzan la prioridad respecto de a quién corresponde pasar primero en una esquina o tramo del camino.



Imagen 61. Señales de reglamentación (DVP Corrientes)



- Señales preventivas

Las señales preventivas tienen por objeto advertir al usuario de la vía, la existencia de un peligro y/o situaciones imprevistas de carácter permanente o temporal, indicándole su naturaleza. Estos letreros son amarillos con letras o símbolos negros y regularmente tienen forma de diamante.

Se agrupan en: de máximo peligro y físicas.

Máximo peligro: indican que hay que conducirse con extrema precaución sobre determinados lugares porque el peligro que hay alrededor es muy grande.

Físicas: simbolizan determinadas características de la ruta, por ejemplo: que se acerca una curva, un túnel o un puente.

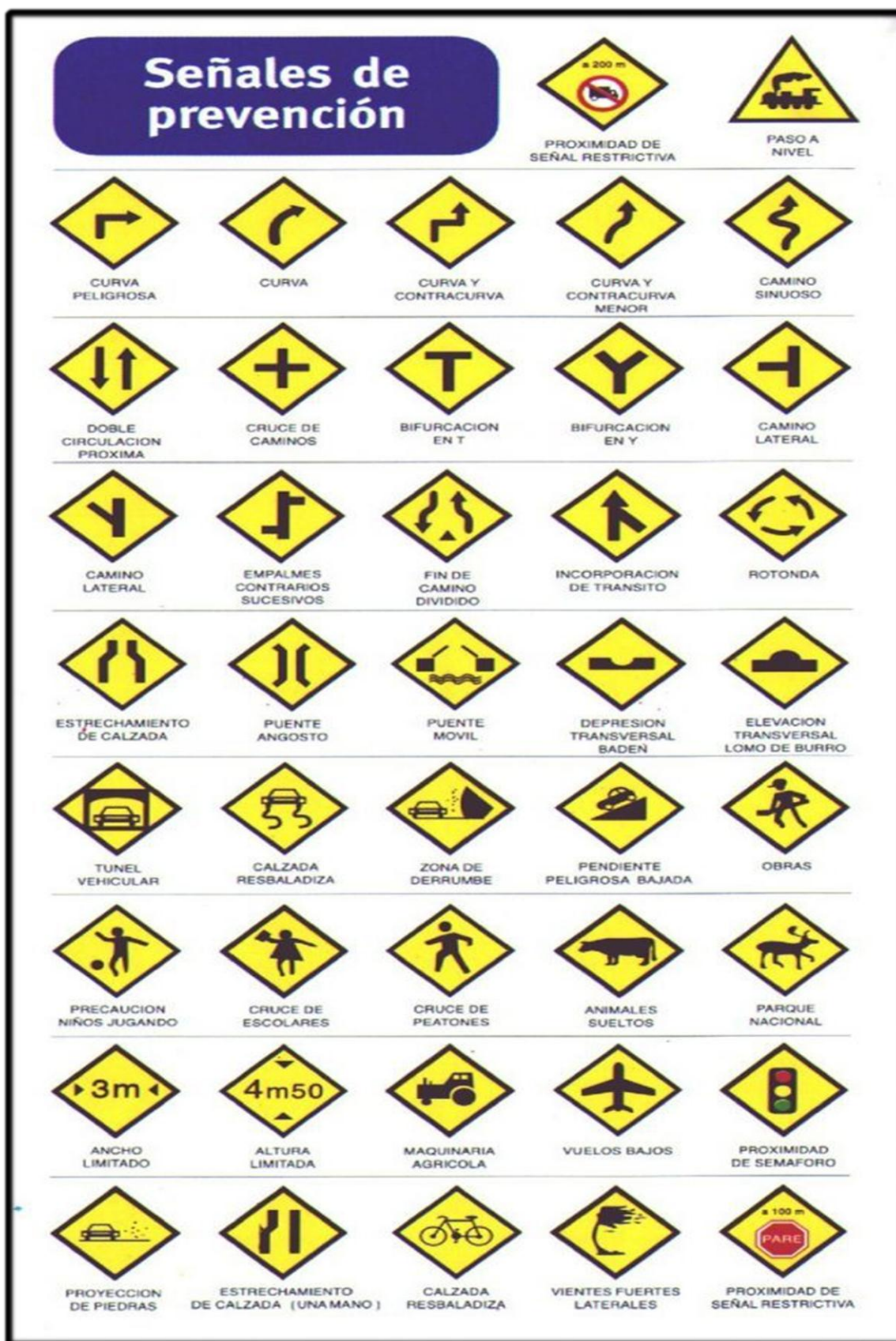


Imagen 62. Señales de prevención (DVP Corrientes)



– Señales informativas

Tienen por finalidad informar a los usuarios los antecedentes más indispensables e interesantes de la ruta. Estas señales informativas tienen formas y medidas que dependerán de las condiciones de visibilidad de la ruta y de la magnitud de la velocidad que tenga la vía. Sus colores son fondo verde y letras y símbolos en color blanco, otras son de fondo azul con fondos blancos o íconos de color negro. Estas señales informativas indican, por lo general, orientaciones de las rutas, kilómetros, ciertos lugares de interés, hospitales, estadios, centros o plazas de armas, sitios históricos, etc.

Se clasifican en: de nomenclatura urbana (destinos y distancias, características de la vía) y de información turística y de servicios.

Nomenclatura vial y urbana: informan el nombre y la altura de las calles o avenidas; identifican la ruta en las zonas rurales. Además, muestran la distancia que falta para llegar a una localidad o destino determinado.

Características de la vía: indica características de las rutas o calles, sobre todo las modificaciones que puede tener.

Información turística y de servicios: brindan información útil para los conductores y peatones, como la cercanía de una estación de servicio, un teléfono público o un restaurante.

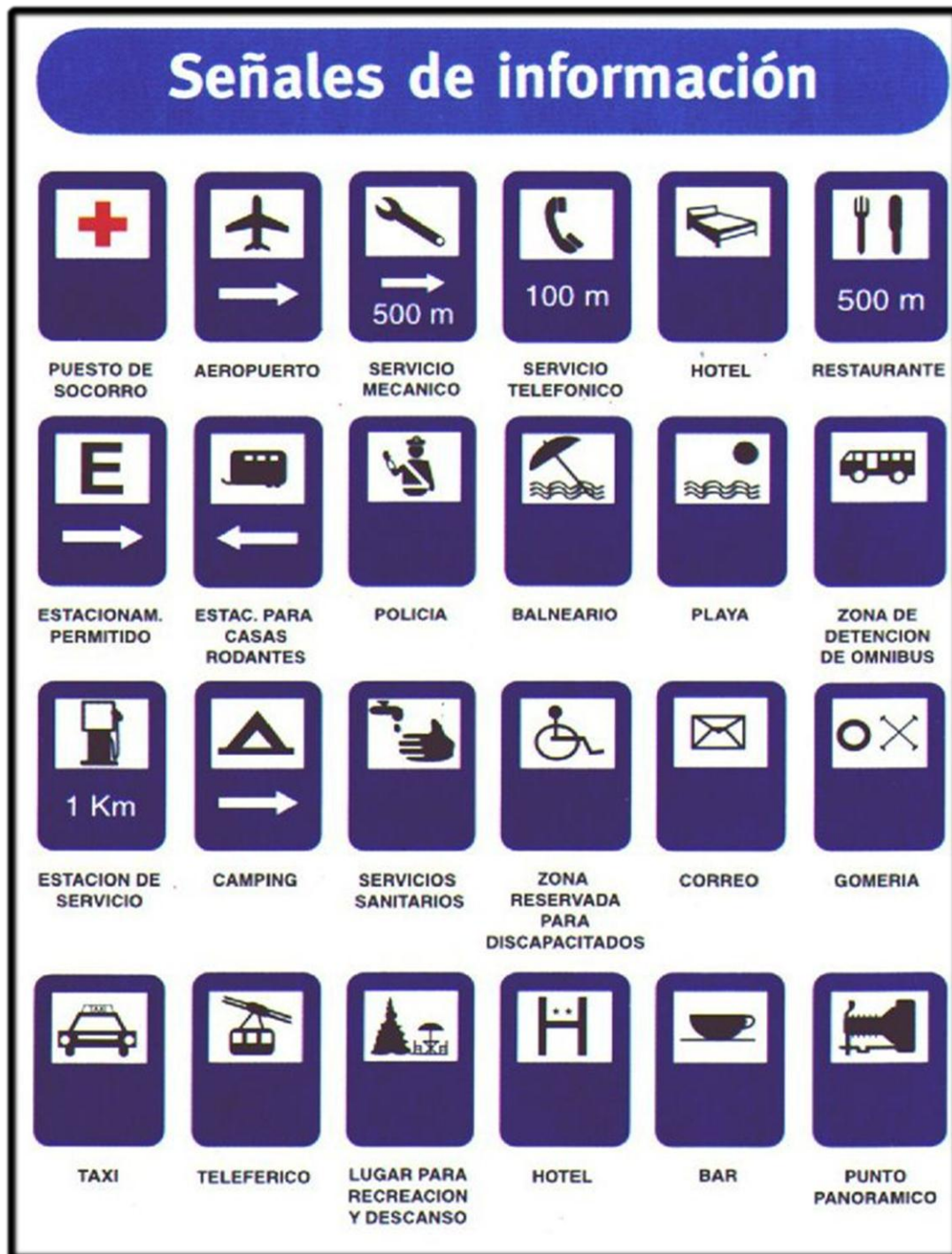


Imagen 63. Señales de información (DVP Corrientes)

– Señales transitorias

Son señales que advierten acerca de la ejecución de trabajos de construcción y mantenimiento de la vía.

Estas señales son de color anaranjado e indican los cambios ocasionales en la vía, o la presencia de trabajadores y maquinarias en la misma

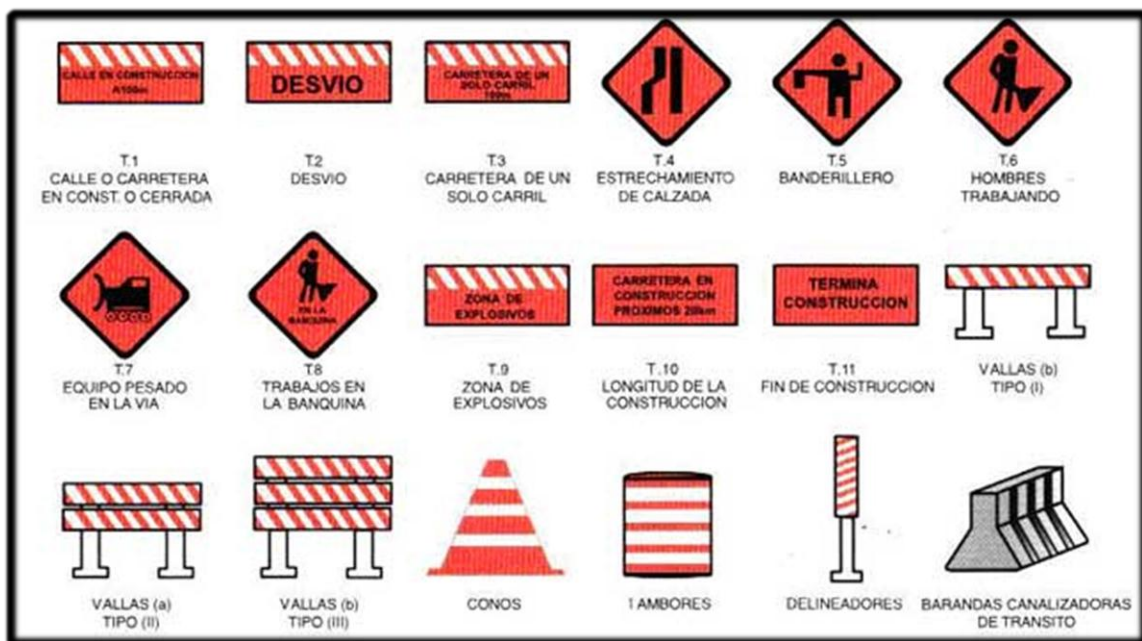


Imagen 64. Señales de información (DVP Corrientes)

Un deficiente diseño de una autopista no se mejora con una buena señalización. La separación de las señales ayuda a distribuir la información de modo que los conductores no sean sobrecargados con señales. En el caso de este anteproyecto por ser zona rural a semi urbana no se debe colocar la señalización muy cerca de los accesos a colectoras, sino distribuirlas adecuadamente antes de las salidas y después de las entradas.

Otra manera de mejorar la comprensión del conductor es el uso de letras de mayor tamaño en la señalización.



Las señales utilizadas, su ubicación en la vía diseñada y las medidas reglamentarias se encuentran en el anexo de planos.

8.3- Iluminación

El objetivo de la iluminación artificial, es permitir el desplazamiento de peatones y de vehículos de una vía en horas donde la luz natural no se encuentra o es muy débil, para brindar mayor seguridad y comodidad, como si lo hicieran durante el día, proporcionando las condiciones visuales necesarias para el movimiento rápido y seguro.

Debe permitir visualizar todo obstáculo, señalización, vehículo, y también la geometría de la vía, es decir, sus bordes, curvas, separadores, desviaciones, de manera tal que el conductor o peatón pueda reaccionar con tiempo.

La eficiencia de un sistema de alumbrado depende de varios factores entre ellos, podemos destacar:

- El patrón de luminancia
- Su uniformidad
- Nivel de iluminación
- Grado de deslumbramiento directo (de las fuentes) o indirecto (objetos brillantes sobre la calzada)

Para el anteproyecto de duplicación de calzada de la RN12 entre el Acceso a Santa Ana hasta el acceso a Paso de la Patria, se prevé para la calzada principal, intersecciones, retornos y ramas de entrada y salida de la ruta, una distribución central de luminarias, que se colocaran junto con los separadores centrales New Jersey, con columnas de 12 m. de altura libre con doble brazo y ángulo de inclinación de 10° con la horizontal y con artefactos apantallados, de fundición de aluminio y tulipa refractora de vidrio, equipados con balasto, capacitor e ignitor, con cerramiento IP 65, caja porta equipo



independiente, lámpara de vapor de sodio de alta presión de 250 W SAP Súper.

En las zonas de colectoras, se prevé una distribución de luminarias unilateral con columnas de 12 m de altura libre con brazo simple, ángulo de inclinación de 10° con la horizontal y con artefactos apantallados con lámparas de vapor de sodio de alta presión de 250W.

Las columnas sobre la colectoras, se colocarán a 1 m del cordón.

En Argentina la Dirección Nacional de Vialidad recomienda las siguientes normas referidas al alumbrado público.

- Normas CIE referente a nivel de iluminación.
- Normas IRAM referente a alumbrado público.
- Normas IRAM referente a puesta a tierra.
- Normas IRAM referente a transformadores de potencia.
- Norma ANSI / IEEE std.80 - 1986
- Recomendaciones para la iluminación de carreteras y túneles (dirección general de carreteras de España)
- Iluminación (Asociación Argentina de Luminotecnia).

8.2.1- Cálculo de la separación entre luminarias

Para determinar la separación entre luminarias existen dos métodos:

- Método de los lúmenes o del valor de utilización
- Métodos numéricos: El método de los 9 puntos

Se adopta el primer método que ocupa un valor de utilización que se obtiene de tablas, el mismo nos da una aproximación de la distancia entre luminarias.

El segundo método se basa en el concepto de los elementos finitos y por lo tanto es más exacto el cálculo de la distancia necesaria entre artefactos para



iluminar la vía de comunicación. Pero como el estudio es a nivel de anteproyecto y por razones de tiempo se decidió escoger el primer método.

8.2.2- Determinación del nivel de iluminancia media

Tabla 51. Niveles de iluminancia media

TIPO DE VÍA	ILUMINANCIA MEDIA (lx)	LUMINANCIA MEDIA (cd/m2)
A	35	2
B	35	2
C	30	1.9
D	28	1.7
E	25	1.4

Tipo A: vías rápidas sin cruces a nivel con accesos controlados y tráfico rápido. Por ejemplo, autopistas y autovías.

Tipo B: carreteras principales con tráfico rápido y posiblemente carriles para tráfico lento y peatones. Carreteras nacionales, interurbanas.

Tipo C: vías con tráfico moderadamente rápido. Por ejemplo, cinturones de circunvalación, carreteras radiales y vías urbanas de tráfico rápido.

Tipo D: vías con tráfico mixto con presencia de vehículos lentos y peatones carreteras provinciales, comárcales, travesías, vías urbanas y calles comerciales.

Tipo E: vías con tráfico elevado mixto y limitación de velocidad. Zonas residenciales y calles locales.

En este caso la vía de comunicación es de Tipo B: carreteras nacionales, interurbanas.

La luminancia media es 35 lux (lx)

Elegir el tipo de Lámpara

hay tres tipos de lámparas para el alumbrado público:

- Sodio de baja presión
- Sodio de alta presión
- Vapor de mercurio de alta presión.

Se adopta la lámpara de sodio de alta presión

Flujo de la lámpara $\phi_L = 40.000 \text{ lm}$ para una altura mayor o igual a 12m.

Distribución de las luminarias:

- Unilateral

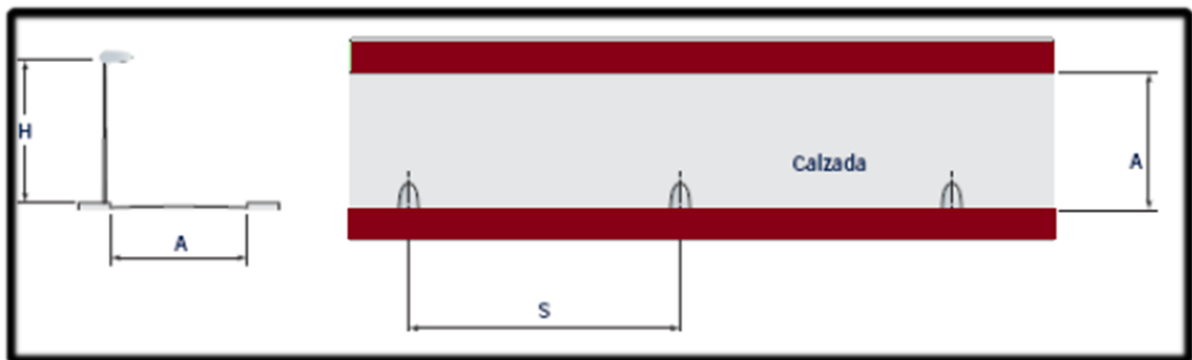


Imagen 65. Distribución unilateral

Cuando los puntos de luz se sitúan en un mismo lado de la vía de tráfico. Se utilizará generalmente cuando el ancho A de la calzada sea igual o inferior a la altura H de montaje de las luminarias.

- Bilateral tresbolillo

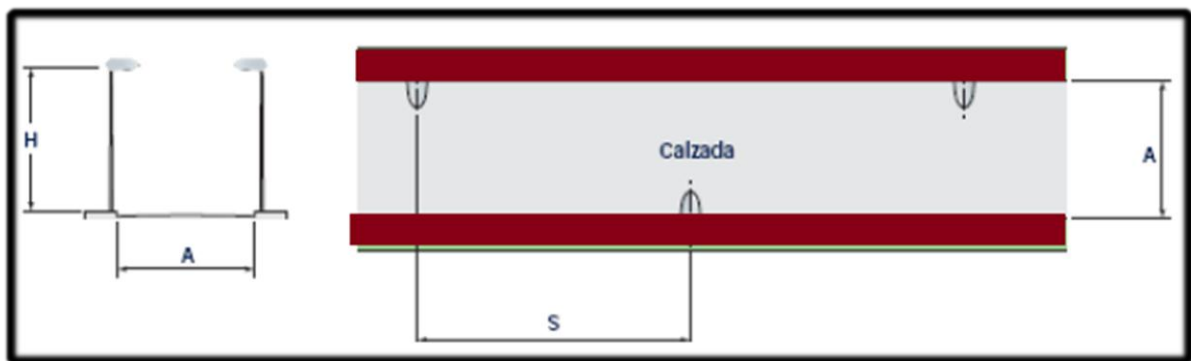


Imagen 66. Distribución tresbolillo

Cuando los puntos de luz se sitúan en ambos lados de la vía de tráfico a tresbolillo o en zigzag . Se utiliza principalmente cuando el ancho de la calzada sea de 1 a 1,5 veces la altura H de montaje de las luminarias.

- Bilateral pareada

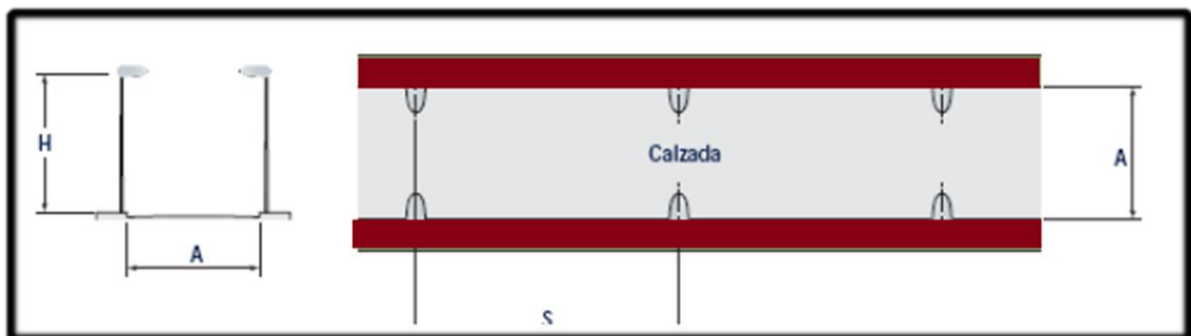


Imagen 67. Distribución bilateral pareada

Cuando las luminarias, se sitúan en ambos lados de la ruta, uno opuesto al otro. Se utilizará normalmente cuando el ancho de la calzada A sea mayor de 1,5 veces la altura H de montaje de las luminarias.

- Central o axial

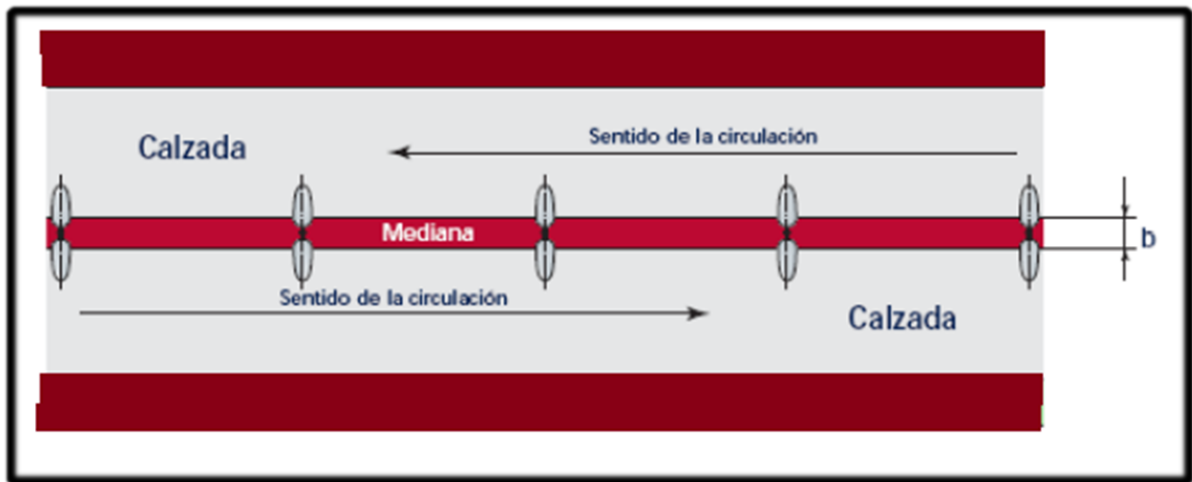


Imagen 68. Distribución central o axial

En las rutas con mediana de separación entre los dos sentidos de circulación, las luminarias se implantarán en columnas de doble brazo, situados en la mediana central, cuando el ancho de ésta esté comprendido entre 1 y 3 m.

Para anchos de medianas superiores a 3 m. no se utilizarán columnas dobles. En cualquier caso, la disposición se estudiará como si se tratara de dos calzadas independientes, dando lugar a las implantaciones de las imágenes siguientes:

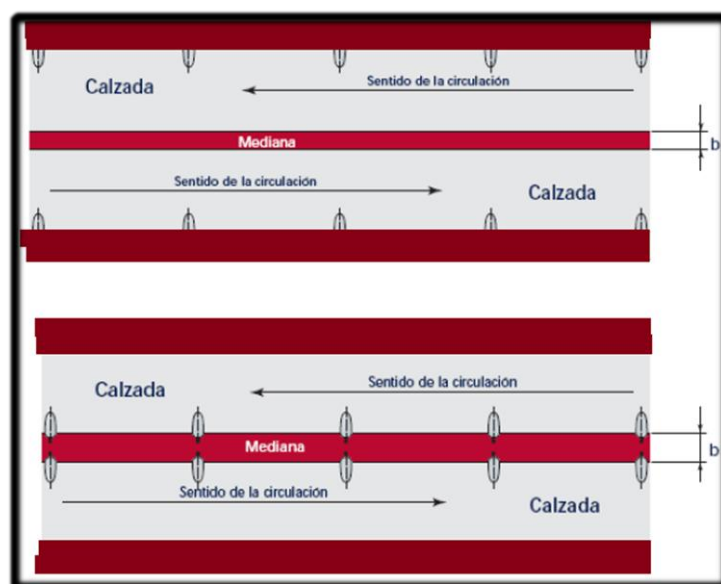


Imagen 69. Distribución central para medianas superiores a 3m.

En este caso se puede incitar a los conductores de los vehículos para que circulen permanentemente por el carril de tráfico más próximo a la mediana (carril de la izquierda).

8.2.3- Determinar el factor de mantenimiento

Tabla 52. Factor de mantenimiento

CARACTERÍSTICAS DE LA VIA	LUMINARIA ABIERTA	LUMINARIA CERRADA
Limpia	0,75	0,80
Media	0,68	0,70
Sucia	0,65	0,68

Se adopta un factor de mantenimiento de 0,70, que corresponde a una luminaria cerrada, donde las características de la vía son medias.

Cálculo del valor de utilización

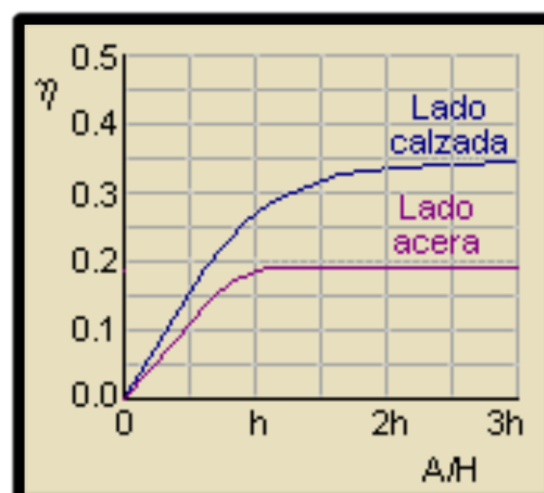


Imagen 70. Valor de utilización

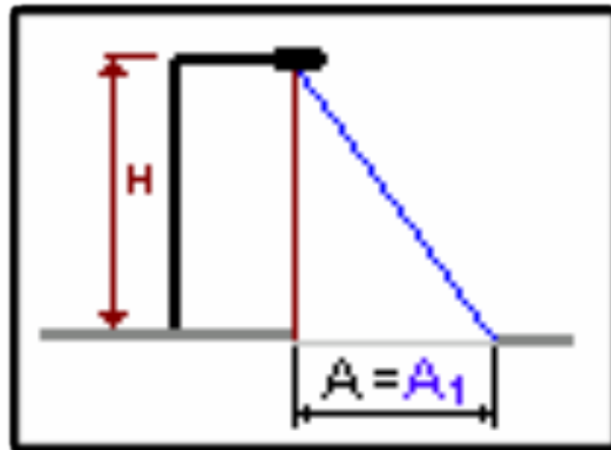


Imagen 71. Ancho de iluminación

$$\eta = \frac{\emptyset UTIL}{\emptyset L}$$

Ancho de Iluminación (A)= 11,30m.

Relación A/H= 11.30m/12m.=0.94 con este valor se ingresa a la tabla se corta la curva y se obtiene un $\eta = 0,28$

8.2.4- Cálculo de la separación entre luminarias

$$Em = \frac{\eta * \emptyset L * fm}{A * d}$$

Dónde:

Em: iluminancia media sobre la calzada que se quiere conseguir.

η , es el valor de utilización de la instalación



f_m , es el factor de mantenimiento

ϕ_L , es el flujo luminoso de la lámpara.

A , es la anchura a iluminar de la calzada.

d , es la separación entre luminarias.

Despejando de la formula, d ,

$$d = \frac{\eta * \phi_L * f_m}{A * E_m}$$

$$d = \frac{0.28 * 40.000 * 0.70}{11.30m * 35lx} = 19,82m$$

Se obtiene una separación entre luminarias de 19,82m adoptando una separación de 20m.

El cálculo para la determinación de la separación de luminarias en las colectoras será con el mismo procedimiento que el explicado anteriormente, donde el ancho de iluminación (A) será de $A= 7,30m$ y el $\eta= 0,18$

Reemplazando en la formula

$$d = \frac{\eta * \phi_L * f_m}{A * E_m}$$

$$d = \frac{0,18 * 40.000 * 0.70}{7.30m * 35lx} = 19,72m$$



Esto nos da una separación entre luminarias de 19,72m adoptando una separación de 20m.



Capítulo 9

9.- Camino del peregrino

9.1- Introducción

En la provincia de Corrientes, mas precisamente en el departamento de San Cosme todos los años por el tramo de la ruta nacional n°12 se hacen caminatas de peregrinación a la ciudad de Itatí, ya que es reconocida por sus aires cristianos, la ciudad de Itatí tiene demasiado que agradecerle a su Virgen, es por ello que todos los años por la calzada principal y banquetas hacen dicha caminata entorpeciendo el tránsito que circula por la ruta n°12, y lo más importante aún el peligro que corren las personas que caminan por él.

Por estos motivos se le debe dar una solución para que dichas caminatas hacia la Basílica de Nuestra Señora de Itatí sea lo más segura posible para todos.

9.2- Fiestas y eventos en el departamento de Itatí

Debido que el departamento de Itatí es muy religioso todos los años se llevan a cabo en distintas fechas caminatas religiosas concurriendo miles de personas.

Se destacan a continuación las fiestas más importantes:

9 de Julio: Caravana de la fe.

Se comienza la caminata 9 días antes con la celebración de la novena, hasta terminar el día 9, con una misa. Al día siguiente se inicia la semana de preparación para celebrar la Coronación de la Santísima Señora.

16 de Julio Fiesta de la Virgen.



En esta fecha llegan multitudinarios peregrinos que salen de distintos lugares año tras año. Desde 1589 congrega a miles de fieles de todo el país, incluso de países vecinos.

Todos los 8 de Septiembre (nacimiento de la virgen María). desde hace 80 años se hace la caminata a pie, caballo, bicicleta hacia la Virgen de Itati, todo lo que empezó en el año 1934 por el padre Isidro Blanco Vega emprendiendo una caminata para pedir por la salud de su progenitora, hoy en día es toda una tradición para todos los creyentes correntinos, en la actualidad peregrinan devotos de todos los sectores capitalinos.

Peregrinación regional de la juventud.

Surgió en 1979 por miembros de la Pastoral Vocacional de Resistencia la idea de realizar una caminata juvenil a Itati, pidiendo por vocaciones sacerdotales y religiosas, concurriendo miles de jóvenes, más de 5.000 año tras año.

Peregrinación de los sanluiseños a Itatí es centenaria y participan familias enteras que se trasladan en vehículos de tracción a sangre y que llevan a la Basílica toda la fe y la esperanza que año tras año en sus oraciones piden a la Virgen de Itatí.

9.3- Principales Inconvenientes

Cada año se va aumentando la cantidad de peregrinadores lo que empezó con 50 personas hoy en día superan más de 10.000 personas, no solo se realiza la caminata a pie llevando una mochila de primeros auxilios por personas sino también comida, transportan equipos de sonido, con músicos que cantan y ejecutan en vivo canciones religiosas, estatuas de vírgenes. Debido a esto se producen los diferentes inconvenientes que se citan a continuación:



Un plan de servicio policial sobre la ruta nacional n°12, durante y después de las culminación de las peregrinaciones a la Basílica de nuestra señora de Itati, lo que trae aparejado un conflicto en el tráfico y demoras a los usuarios que transitan normalmente por la ruta nacional n°12.

Puestos fijos y móviles sobre todo el recorrido con el fin de advertir los transportistas y conductores utilizar un lado de la cinta asfáltica y la banquina.

Puestos de salud pública, con médicos y enfermeros equipados para asistencia de emergencias, ubicados naturalmente a un lado de la calzada corriendo el peligro por la circulación de automóviles.

Puestos improvisados que cubren con asistencia de agua potable fría y caliente, frutas y golosinas durante todo el trayecto, emplazados en la banquina entorpeciendo la caminata.

No poseen espacio físico con puestos sanitarios, en caso de emergencia, se usa la estación de servicio y baños químicos sin desagotes.

En épocas de lluvia inconvenientes para transitar por las banquetas a pie, debido a la formación de barro y banquetas revalorizas, entorpeciendo las caminatas de las personas produciendo accidentes.

Ausencia de iluminación, haciendo más peligrosos el caminar por las noches.

9.4- Diseño y solución

Por todos estos inconvenientes se propone hacer una senda peatonal la cual va a aumentar la seguridad en el tránsito y su costo es relativamente bajo, la cual recorre todo el tramo paralela a la colectora, por el cual las personas podrán transitar cómodamente y sin peligro alguno.

Se determino el ancho de la senda peatonal mediante la imagen n°1, tomando como promedio 4.000 peat/h que van a circular sobre dicha senda, entrando por la ordenada con la cantidad de peatones y cortando la curva se obtiene un ancho de senda de 3mtr.

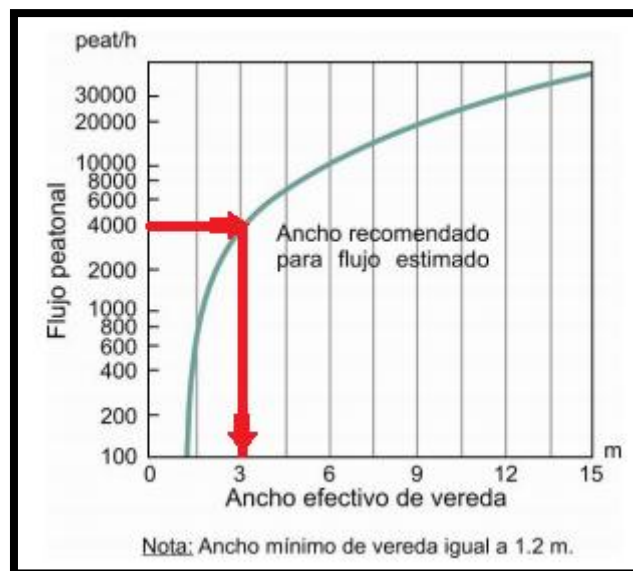


Imagen 70. Ancho efectivo de vereda. (fuente: Normas y recomendaciones de diseño geométrico de la dirección nacional de vialidad)

La pendiente transversal es de 2% hacia la cuneta., se prevé playones rectangulares cada 3km donde se emplazarán todos los puestos de primeros auxilios que podrán atender a las personas que necesiten una ayuda medica, con sus respectivos puestos sanitarios,



agua fría y caliente, carpas que se podrán instalar y ubicar cómodamente brindando el servicio de alimentos.

Con respecto a la iluminación se recomienda un nivel mínimo de 0,2 a 0,5 lux promedio según normas y recomendaciones de vialidad nacional

El grupo propone que se estudie con más detalle este tipo de solución y se analice en profundidad.



Capítulo 10

10.- Evaluación económica y financiera

10.1- Objetivo

La presente evaluación económica y financiera sigue la metodología de comparar la situación del estado actual (situación sin proyecto) con la situación que contempla el presente proyecto.

Se tiene en cuenta dos tipos de evaluación, una sin proyecto y la otra con proyecto.

En cada una de ellas se contempla los costos de mantenimiento y el costo generalizado de viaje, además en la situación con proyecto se tendrá en cuenta los costos de construcción para poder realizar el mismo.

Se determinaran los costos que hay que invertir para llevar cabo el proyecto desde el punto de vista social y los beneficios. De esta manera determinar si el proyecto es conveniente o no para llevar a cabo su ejecución, mediante la comparación de indicadores de rentabilidad.

10.2- Generalidades

Para llevar a cabo este análisis se tiene que tener en cuenta las siguientes etapas para su estudio:

- Delimitar la red vial relevante, la cual se va a ver afectada por el proyecto.
- Examinar los flujos vehiculares que circulan por la red en la situación sin proyecto y para todo el periodo de análisis.
- Examinar los costos generalizados por viaje (CGV) para cada vehículo en la situación sin proyecto y los gastos de



mantenimiento de la infraestructura existente durante el periodo de análisis.

- Examinar la situación con proyecto, ya que se verá modificado los CGV de los vehículos por consecuencia de las nuevas característica de la vía, también examinar los costos de construcción y mantenimiento de la ruta para dicha situación.
- Evaluar los beneficios en cada año del periodo de estudio, el cual se obtiene haciendo la diferencia de los CGV de la totalidad de los vehículos en la situación sin y con proyecto.
- Una vez que se tenga los costos y beneficios, se procede a calcular la rentabilidad del proyecto.

10.3- Método de la evaluación

La evaluación se basa, en calcular los beneficios por disminución de los costos generalizados de viaje del tránsito como consecuencia de la situación con proyecto y compararla con la situación sin proyecto.

Las dos situaciones se calculan independientemente una de la otra durante todo el periodo de estudio y luego se compara los beneficios y costos en forma anual desde el comienzo de la obra.

- **Los costos:** costo de mantenimiento de la via, costos de construcción
- **Los beneficios directos:** la disminución del costo generalizado de viaje.

Con los beneficios y costos se determinan los siguientes índices de rentabilidad y sus conceptos son los siguientes:

- **Valor actual neto (VAN).** El mismo se define como un criterio de inversión que consiste en actualizar los cobros y pagos de un proyecto



para conocer cuánto se va a ganar o perder con esa inversión. El VAN va expresar una medida de rentabilidad del proyecto en términos absolutos netos. Si el VAN es positivo, se dice que el proyecto es rentable, si el resultado es negativo no es conveniente realizar el proyecto y si es igual a cero es recomendable no invertir en ese proyecto.

- **Tasa interna de retorno (TIR):** Es la tasa de interés o rentabilidad que ofrece una inversión, es decir es el porcentaje de beneficio o pérdida que tendrá una inversión para las cantidades que no se han retirado del proyecto. En otras palabras es una medida utilizada en la evaluación de proyectos de inversión que está relacionada con el VAN.
- **Relación beneficio costo:** en este indicador se analiza la relación existente entre los beneficio y los costo a valores actuales, es una medida de cuanta rentabilidad tiene cada peso invertido en el proyecto.

10.4- Análisis de la red vial de estudio

La red vial de estudio es la que se va a ver afectada por la situación con proyecto, en todo el tramo de estudio se debe identificar las características que tiene influencia en los CGV de los vehículos, costo de inversión y conservación de la vía. Estas características son:

- Longitud del tramo.
- Pendientes longitudinales.
- Porcentaje de áreas de sobrepaso permitido.
- Característica de la sección transversal del camino.
- Número de carriles.
- Ancho de carriles.
- Ancho de banquetas.
- Velocidad de diseño.



- Velocidad máxima permitida.
- Característica del paquete estructural del camino.

10.5- Análisis del flujo vehicular

Al determinar la cantidad de flujo de vehículos que circulan por la carretera este nos proporcionara la demanda del camino. Las variables de la demanda que tiene relación directa en los distintos tipos de costos se detallan a continuación:

- TMDA transito medio diario anual.
- Composición del tránsito vehicular.
- Tasa de crecimiento anual del tránsito vehicular.

10.6- Definición del costo generalizado de viaje (CGV) y variables del mismo

Para el usuario de una ruta, el costo de operación de un camino es un costo monetario, es decir, mide el consumo, en términos de dinero que le representa al usuario, operar en una determinada vía.

Los costos de operación se clasifican en costos de operación del usuario y costos de operación de la comunidad.

Las evaluaciones se harán desde el punto de vista social, que se obtienen corrigiendo los precios de mercado a valores económicos, o sea, sin considerar la carga impositiva.

El costo generalizado de viaje depende del costo de operación vehicular y del costo del tiempo de viaje.

El costo de operación vehicular depende del consumo de:

- Combustible
- Lubricantes
- Cubiertas



- Costo de mantenimiento de los vehículos (repuestos y mano de obra)
- Depreciación e interés del capital invertido en los vehículos

Otra componente del CGV es el costo del tiempo de viaje, el cual depende de la velocidad media de circulación, del valor del tiempo de los usuarios y del valor del tiempo de retención de las cargas en vehículos de transporte.

La Dirección de Vialidad Nacional pone a disposición unas planillas para determinar el costo generalizado de viaje por cada tipo de vehículo.

A continuación se detalla las variables que inciden directamente en los CGV:

- Días tipo con volúmenes de tránsito diaria semejantes.
- Composición del tránsito vehicular.
- Tasa de crecimiento anual del tránsito vehicular.
- Distribución horaria del tránsito en cada día tipo.
- Número de personas en actividad productiva.
- Número de personas en actividad no productiva.
- Distribución del tránsito por sentido

10.7-Costo generalizado de viaje (CGV)

Para la determinación de los costos operativos utilizaremos la publicación de la DNV del costo operativo de vehículos (COSTOP) edición octubre del 2016.

La misma se puede encontrar en la siguiente dirección:

http://www.vialidad.gov.ar/sites/default/files/2016_Informe_Costop.pdf

10.8- Costos operativos sin proyecto

Se presenta la distribución vehicular en la tabla 53, de acuerdo a la planilla 4 del capítulo 3.1 y las velocidades de operación de cada grupo para la situación sin proyecto.

**Tabla 53.** Distribución del tránsito sin proyecto

Vehículos livianos			Vehículos pesados		
Autos	Camionetas	Colectivos	Camiones sin Acoplado	Camiones con	Semirremolque
57,9 %	23 %	2,4 %	6,30%	3,40 %	7,0 %

Resumiendo la planilla mencionada podemos resumir en tres grupos la distribución de vehículos quedando de la siguiente manera:

- Autos y camionetas: 80,9 % Vel.: 80 km/h.
- Vehículos pesados: 16,7 % Vel.: 50 km/h.
- Colectivos: 2,4% Vel.: 70 km/h.
- Longitud del tramo en estudio: 21,05 Km

En función del tipo de vehículo, para la evaluación sin proyecto se observa el costo operativo total en la tabla 54.

**Tabla 54.** Costo operativo total sin proyecto

Tipo de vehículos	%	Velocidad (km/h)	Costo operativo (\$/km)	Costo operativo total (\$/km)
Auto y camionetas	80,9	80	\$ 7,43	\$ 6,01
Camiones	16,7	50	\$ 42,20	\$ 7,09
Omnibus	2,4	70	\$ 57,90	\$ 1,39
Total				\$ 14,49

Una vez determinado el costo generalizado de viaje para la situación sin proyecto, que en este caso es de \$14,49.

Se puede determinar el costo social total, sumándole el costo de mantenimiento, donde se observa en la tabla 55.



Tabla 55. Costo social total sin proyecto

Años	TMDA (vpd)	TMH (veh/h)	CGV (\$/km)	CGV (\$/Viaje)	CGV (\$/año)	Costo de Construcción	Costo de Mantenimiento	Costo Social Total (\$/año)
2019	8780,00	366	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 977.369.923,06	0	\$ 884.100,00	\$ 978.254.023,06
2020	9131,20	380	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.016.464.719,99	0	\$ 884.100,00	\$ 1.017.348.819,99
2021	9496,45	396	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.057.123.308,79	0	\$ 884.100,00	\$ 1.058.007.408,79
2022	9876,31	412	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.099.408.241,14	0	\$ 884.100,00	\$ 1.100.292.341,14
2023	10271,36	428	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.143.384.570,78	0	\$ 884.100,00	\$ 1.144.268.670,78
2024	10682,21	445	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.189.119.953,61	0	\$ 884.100,00	\$ 1.190.004.053,61
2025	11109,50	463	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.236.684.751,76	0	\$ 884.100,00	\$ 1.237.568.851,76
2026	11553,88	481	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.286.152.141,83	0	\$ 884.100,00	\$ 1.287.036.241,83
2027	12016,04	501	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.337.598.227,50	0	\$ 884.100,00	\$ 1.338.482.327,50
2028	12496,68	521	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.391.102.156,60	0	\$ 884.100,00	\$ 1.391.986.256,60
2029	12996,54	542	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.446.746.242,87	0	\$ 884.100,00	\$ 1.447.630.342,87
2030	13516,41	563	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.504.616.092,58	0	\$ 884.100,00	\$ 1.505.500.192,58
2031	14057,06	586	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.564.800.736,28	0	\$ 884.100,00	\$ 1.565.684.836,28
2032	14619,35	609	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.627.392.765,74	0	\$ 884.100,00	\$ 1.628.276.865,74
2033	15204,12	634	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.692.488.476,37	0	\$ 884.100,00	\$ 1.693.372.576,37
2034	15812,28	659	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.760.188.015,42	0	\$ 884.100,00	\$ 1.761.072.115,42
2035	16444,78	685	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.830.595.536,04	0	\$ 884.100,00	\$ 1.831.479.636,04
2036	17102,57	713	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.903.819.357,48	0	\$ 884.100,00	\$ 1.904.703.457,48
2037	17786,67	741	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 1.979.972.131,78	0	\$ 884.100,00	\$ 1.980.856.231,78
2038	18498,14	771	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 2.059.171.017,05	0	\$ 884.100,00	\$ 2.060.055.117,05
2039	19238,06	802	\$ 14,49	\$ 304,98	\$ 2.141.537.857,73	0	\$ 884.100,00	\$ 2.142.421.957,73



10.9- Costos operativos con proyecto

Como ya se mencionó en la evaluación sin proyecto la distribución del tránsito se considera igual, pero como ahora se contempla el proyecto, las velocidades medias aumentarían, y por lo tanto el costo generalizado de viaje se reducirá, lo que se ve reflejado en la tabla 56.

- Autos y camionetas: 80,9 % Vel.: 105 km/h.
- Vehículos pesados: 16,7 % Vel.: 70 km/h.
- Colectivo: 2,4% Vel.: 90 km/h.
- Longitud del tramo en estudio: 21,05 Km

Tabla 56. Costo operativo total con proyecto.

Tipo de vehículos	%	Velocidad (km/h)	Costo operativo (\$/km)	Costo operativo total (\$/km)
Auto y camionetas	80,9	105	\$ 6,75	\$ 5,46
Camiones	16,7	70	\$ 38,89	\$ 6,53
Ómnibus	2,4	90	\$ 50,23	\$ 1,21
Total				\$ 13,20

10.10- Costos de construcción

Los costos de construcción los obtenemos del cómputo y presupuesto.

Para obtener el precio que le costara a la comunidad, los costos de construcción se dividen, el precio total del presupuesto por el coeficiente resumen.

El coeficiente resumen, es un porcentaje que se obtiene al considerar lo siguiente que se observa en la tabla 57.

Tabla 57. Coeficiente resumen



COEFICIENTE RESUMEN		
COSTO - COSTO		1,0000
GASTOS GENERALES	15,00%	0,1500
BENEFICIOS	10,00%	0,1000
Sub - Total 1		1,2500
I.V.A.	21,00%	0,2625
INGRESOS BRUTOS	2,50%	0,0313
Sub - Total 2		1,5438
LEY DE CHEQUES	1,20%	0,0185
Total		1,5623
COEFICIENTE RESUMEN ADOPTADO =		1,56

Precio total de construcción = \$888.097.330,96

Coefficiente resumen = 1,56

Costo de obra (social) = \$569.293.160,90

10.11- Costos de mantenimiento

El mantenimiento de ruta por km, es de 60.000 \$/km x año, estimativamente, por lo tanto el costo de mantenimiento anual (Cm), del tramo en estudio será de:

$$Cm = 60.000 \$/km \cdot \text{año} \times 21,05 \text{ km} = 1.263.000 \$/\text{año}$$

Este valor representa el precio de mercado, para considerarlo como costo de la comunidad, se debe afectar por un coeficiente que lo consideramos igual a 0,70

$$Cm = 1.263.000 \$/\text{año} \times 0,70 = 884.100 \$/\text{año}$$



Costo de mantenimiento = 884.100 \$/año

Luego de obtener un nuevo costo generalizado de viaje, ahora en la situación con proyecto, se suma el costo de mantenimiento y el costo de que le saldrá a la comunidad la construcción de la duplicación de calzada, lo que se observa en la tabla 58.



Tabla 58. Costo social total con proyecto

Años	TMDA (vpd)	TMH (veh/h)	CGV (\$/km)	CGV (\$/Viaje)	CGV (\$/año)	Costo de Construcción	Costo de Mantenimiento	Costo Social Total (\$/año)
2019	8780,00	366	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 890.211.394,43	\$ 569.293.160,87	\$ 884.100,00	\$ 1.460.388.655,31
2020	9131,20	380	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 925.819.850,21	0	\$ 884.100,00	\$ 926.703.950,21
2021	9496,45	396	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 962.852.644,22	0	\$ 884.100,00	\$ 963.736.744,22
2022	9876,31	412	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.001.366.749,99	0	\$ 884.100,00	\$ 1.002.250.849,99
2023	10271,36	428	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.041.421.419,99	0	\$ 884.100,00	\$ 1.042.305.519,99
2024	10682,21	445	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.083.078.276,79	0	\$ 884.100,00	\$ 1.083.962.376,79
2025	11109,50	463	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.126.401.407,86	0	\$ 884.100,00	\$ 1.127.285.507,86
2026	11553,88	481	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.171.457.464,17	0	\$ 884.100,00	\$ 1.172.341.564,17
2027	12016,04	501	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.218.315.762,74	0	\$ 884.100,00	\$ 1.219.199.862,74
2028	12496,68	521	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.267.048.393,25	0	\$ 884.100,00	\$ 1.267.932.493,25
2029	12996,54	542	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.317.730.328,98	0	\$ 884.100,00	\$ 1.318.614.428,98
2030	13516,41	563	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.370.439.542,14	0	\$ 884.100,00	\$ 1.371.323.642,14
2031	14057,06	586	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.425.257.123,82	0	\$ 884.100,00	\$ 1.426.141.223,82
2032	14619,35	609	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.482.267.408,78	0	\$ 884.100,00	\$ 1.483.151.508,78
2033	15204,12	634	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.541.558.105,13	0	\$ 884.100,00	\$ 1.542.442.205,13
2034	15812,28	659	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.603.220.429,33	0	\$ 884.100,00	\$ 1.604.104.529,33
2035	16444,78	685	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.667.349.246,51	0	\$ 884.100,00	\$ 1.668.233.346,51
2036	17102,57	713	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.734.043.216,37	0	\$ 884.100,00	\$ 1.734.927.316,37
2037	17786,67	741	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.803.404.945,02	0	\$ 884.100,00	\$ 1.804.289.045,02
2038	18498,14	771	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.875.541.142,82	0	\$ 884.100,00	\$ 1.876.425.242,82
2039	19238,06	802	\$ 13,20	\$ 277,78	\$ 1.950.562.788,54	0	\$ 884.100,00	\$ 1.951.446.888,54



10.12- Flujo de beneficios del proyecto

De los costos sociales, se realiza una evaluación de los beneficios a lo largo de todo el periodo de vida útil del proyecto, que se puede observar en la tabla 59.

Tabla 59. Beneficios sociales y VAN.

AÑO	Beneficios Neto (Bni)	VAN (12%)
2019	\$ -482.134.632,24	\$ -482.134.632,24
2020	\$ 90.644.869,78	\$ 80.932.919,44
2021	\$ 94.270.664,57	\$ 75.151.996,63
2022	\$ 98.041.491,15	\$ 69.783.996,87
2023	\$ 101.963.150,80	\$ 64.799.425,66
2024	\$ 106.041.676,83	\$ 60.170.895,26
2025	\$ 110.283.343,90	\$ 55.872.974,17
2026	\$ 114.694.677,66	\$ 51.882.047,44
2027	\$ 119.282.464,76	\$ 48.176.186,91
2028	\$ 124.053.763,35	\$ 44.735.030,70
2029	\$ 129.015.913,89	\$ 41.539.671,37
2030	\$ 134.176.550,44	\$ 38.572.551,98
2031	\$ 139.543.612,46	\$ 35.817.369,70
2032	\$ 145.125.356,96	\$ 33.258.986,15
2033	\$ 150.930.371,24	\$ 30.883.344,28
2034	\$ 156.967.586,09	\$ 28.677.391,12
2035	\$ 163.246.289,53	\$ 26.629.006,04
2036	\$ 169.776.141,11	\$ 24.726.934,18
2037	\$ 176.567.186,76	\$ 22.960.724,59
2038	\$ 183.629.874,23	\$ 21.320.672,84
2039	\$ 190.975.069,19	\$ 19.797.767,63
	TOTAL	\$ 393.555.260,71



10.13- Índices de rentabilidad

- Valor actual neto (VAN)

Representa el dinero extra que generará el proyecto comparado con la mejor alternativa de inversión disponible, el monto de dinero resultante esta expresado a valores de hoy:

$$\text{VAN (12\%)} = \$393.555.260,17$$

Siendo $\text{VAN} > 0$ el proyecto es CONVENIENTE

- Tasa interna de retorno (TIR)

Indica la tasa de interés que hace que el VAN del proyecto sea igual a cero, en otras palabras indica la tasa de interés de oportunidad para la cual el proyecto será apenas aceptable.- Mide la rentabilidad del dinero mantenido dentro del proyecto. Si la TIR es mayor que la tasa de oportunidad significa que el retorno del proyecto alcanza a compensar el costo de oportunidad del dinero y además genera un rendimiento adicional, considerándose evidentemente al proyecto como una inversión rentable.-

$$\text{TIR} = 9\% < \text{iop} = 12\% \text{ MALAS CONDICIONES}$$

A pesar de que el TIR, da en malas condiciones, se le da mayor peso a los indicadores del VAN y la relación beneficio costo, ya que sin tener en cuenta los incrementos de los valores de los inmuebles linderos a la ruta, el incremento de la



actividad económica y turística que tendrá la región con el nuevo proyecto los mismos nos dicen que el proyecto es factible de realizarlo.

- Relación beneficio - costo (RCB)

Es indicador que expresa la relación entre los beneficios en valor presente y los costos en valor presente, es decir, indica cuántos pesos a valor presente se obtendrán por cada peso de costo aportado al proyecto.-

$$(B/C)_{12\%} = 4,69 > 1 \text{ BUENAS CONDICIONES}$$

10.4- Cómputo y presupuesto

El cómputo y presupuesto del proyecto se realizó, analizando el costo unitario por ítem de todos los trabajos que se necesitan ejecutar para el anteproyecto.

Se tienen en cuenta los jornales básicos y además las cargas sociales de los trabajadores, actualizados a julio del 2017, valores que se obtienen del convenio colectivo del 76 y que se lo puede encontrar en la página web de la U.O.C.R.A

Las planillas del cómputo fueron confeccionadas teniendo en cuenta el material de cada ítem y las horas de trabajo de la mano de obra, la suma de ambas es el costo-costo. Donde al mismo se le aplica el coeficiente resumen que está conformado por los gastos generales (15%), beneficios (10%), impuestos (I.V.A, ingresos brutos, ley de cheques 24,7%).

El producto del costo-costo y el coeficiente resumen, nos da el precio final de cada ítem y este es el valor que se introduce en la planilla del presupuesto, para obtener el precio final total de la obra.



Todas las planillas de cada ítem, el presupuesto, tabla de coeficiente resumen se encuentran en el anexo 3.

A manera de ejemplo en la tabla 60, se observa la planilla de cómputo y presupuesto final, donde se encuentra el precio final de obra.



Tabla 60. Planilla resumen cómputo y presupuesto.

OBRA: DUPLICACIÓN DE CALZADA RN12								
TRAMO: ACCESO SANTA ANA-ACCESO PASO DE LA PATRIA								
MES DE REFERENCIA: JULIO 2017								
CATEDRA: TRABAJO FINAL								
COMPUTO Y PRESUPUESTO								
ITEMS	DESIGNACIÓN		UNID.	PRECIO UNIT.	PRECIO PARCIAL	%	TOTAL	%
		CANT.				INCID.		INCID.
1	LIMPIEZA DEL TERRENO	84	Ha	\$ 4.634,13	\$ 389.267,00	0,05%	\$ 389.267,00	0,05%
2	MOVIMIENTO DE SUELO						\$ 94.734.274,96	10,99%
2 1	EXCAVACIÓN COMUN	116.500	m³	\$ 112,47	\$ 13.102.450,30	1,52%		
2 2	EXCAVACIÓN PARA OBRAS DE ARTE	2.856	m³	\$ 134,26	\$ 383.460,59	0,04%		
2 3	TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL	374.454	m³	\$ 155,44	\$ 58.205.087,87	6,75%		
2 4	TERRAPLEN SIN COMPACTACIÓN ESPECIAL	249.636	m³	\$ 92,31	\$ 23.043.276,20	2,67%		
3	PAQUETE ESTRUCTURAL CALZADA						\$ 275.066.547,37	31,90%
3 1	SUB-BASE GRANULAR (esp=0,30m)	47.880	m³	\$ 1.965,81	\$ 94.122.968,05	10,92%		
3 2	BASE DE ESTABILIZADO GRANULAR (esp=0,15)	23.940	m³	\$ 2.757,69	\$ 66.019.122,45	7,66%		
3 3	RIEGO DE IMPRIMACIÓN	157.500	m²	\$ 48,52	\$ 7.641.898,67	0,89%		
3 4	BASE DE CONCRETO ASFALTICO (esp=0,075m)	157.500	m²	\$ 209,30	\$ 32.965.132,42	3,82%		
3 5	RIEGO DE LIGA	155.400	m²	\$ 51,04	\$ 7.931.158,91	0,92%		
3 6	BASE DE CONCRETO ASFALTICO (esp=0,075m)	155.400	m²	\$ 209,30	\$ 32.525.597,32	3,77%		
3 7	RIEGO DE LIGA	153.300	m²	\$ 51,04	\$ 7.823.981,08	0,91%		
3 8	CARPETA DE RODAMIENTO (esp=0,07m)	153.300	m²	\$ 169,84	\$ 26.036.688,46	3,02%		
4	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA BANQUINA						\$ 50.482.914,84	5,85%
	SUB-BASE SUELO CAL (esp=0,20m)	25.200	m³	\$ 581,98	\$ 14.666.007,39	1,70%		
	BASE DE ESTABILIZADO GRANULAR (esp=0,10)	12.600	m³	\$ 2.757,69	\$ 34.746.906,56	4,03%		
	CARPETA DE RODAMIENTO (esp=0,05m)	6.300	m²	\$ 169,84	\$ 1.070.000,90	0,12%		
5	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA COLECTORAS Y RETORNOS		m³				\$ 347.163.414,50	40,26%
5 2	BASE DE SUELO CEMENTO (esp=0,15m)	260.818	m²	\$ 572,63	\$ 149.351.180,87	17,32%		
5 3	LOSA DE H° A° H-30 (esp=0,25m)	260.818	m²	\$ 737,01	\$ 192.225.126,56	22,29%		
5 4	CORDON LATERAL DE H° 0,15m x0,15m H-21	28.920	ml	\$ 193,19	\$ 5.587.107,07	0,65%		
6	CONSTRUCCION Y AMPLIACION DE ALCANTARILLAS					0,00%	\$ 13.135.837,06	1,52%
6 1	Hormigón H - 21	1.135	m³	\$ 11.573,42	\$ 13.135.837,06	1,52%		
7	SEÑALIZACION						\$ 16.059.946,90	1,86%
7 A	HORIZONTAL	1	GL	\$ 5.620.981,42	\$ 5.620.981,42	0,65%		
7 B	VERTICAL	1	GL	\$ 10.438.965,49	\$ 10.438.965,49	1,21%		
8	DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD					0,00%	\$ 22.025.089,10	2,55%
8 1	ÑEW JERSY DE H°A°	18.780	ml	\$ 1.172,79	\$ 22.025.089,10	2,55%		
9	ILUMINACION	1	GL	\$ 32.762.291,67	\$ 32.762.291,67	3,80%	\$ 32.762.291,67	3,80%
10	CAMINO DEL PEREGRINO	1	GL	\$ 10.221.835,00	\$ 10.221.835,00	1,19%	\$ 10.221.835,00	1,19%
11	EXPROPIACION DE TERRENOS	10,5	Ha	\$ 18.000,00	\$ 189.000,00	0,02%	\$ 189.000,00	0,02%
SUBTOTAL							\$ 862.230.418,41	99%
MOVILIZACION DE OBRA		3%					\$ 25.866.912,55	
PRECIO TOTAL							\$ 888.097.330,96	



10.15- Conclusión

Una vez hecho el análisis de la evaluación de las dos situaciones que se comentaron anteriormente y observando los índices de rentabilidad, podemos afirmar que el proyecto de la duplicación de calzada de la RN12, en el tramo entre acc. Santa Ana y acc. Paso de la Patria es factible desde el punto de vista económico y social.