



CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

La ingeniería de tráfico ha desarrollado un conjunto de técnicas, con el objeto de mejorar la explotación de las redes viarias existentes y la proyección de nuevas carreteras.

Mediante medidas y estudios realizadas en carreteras existentes en nuestro medio, se puede conocer el funcionamiento de las mismas, mediante datos obtenidos del análisis se las puede emplear en planeamiento y explotación de la red viaria, la regulación del tráfico, para realizar investigaciones sobre efectos de los diferentes elementos de las redes viarias en la circulación de vehículos.

Los parámetros fundamentales de tráfico vehicular, la relación entre la misma, las características de tráfico en las carreteras y las condiciones físicas de las carreteras, son las principales características de estudio de tráfico.

1.2 JUSTIFICACIÓN.

Básicamente se observa que el tráfico de vehículos pesados en nuestras carreteras está en constante crecimiento y en los últimos años este crecimiento fue muy notable.



La elaboración de este análisis se justifica a partir de este problema, porque es necesario establecer los efectos de los vehículos pesados en la capacidad en nuestras carreteras que contamos en nuestro medio. Tomando en cuenta los tramos con mayor afluencia de vehículos pesados.

Para la determinación de la capacidad de las carreteras afectadas por los vehículos pesados se utilizara los métodos INVIAS y HCM 2000, ya que la estimación de capacidad y nivel es muy importante para tomar acciones y decisiones de planeamiento de transporte.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 Objetivo General:

Realizar un estudio y análisis sobre el efecto de los vehículos pesados en la capacidad de las carreteras, aplicada a tramos de nuestro medio, con mayor afluencia de vehículos pesados, utilizando los métodos INVIAS y HCM 2000, para poder determinar la capacidad de las carreteras afectadas por los vehículos pesados.

1.3.2 Objetivo Específicos:

- ◆ Analizar y estudiar la metodología de los métodos INVIAS y HCM2000 los cuales ayuden a establecer la capacidad de las carreteras, enfocados en los parámetros de referencia, que puedan ser considerados con la presencia de los vehículos pesados.
- ◆ Aplicar metodologías (INVIAS y HCM2000) para la determinación de la capacidad de las carreteras.



- ◆ Analizar e identificar los efectos de los vehículos pesados en la capacidad de las carreteras, enfocados en los tramos con mayor afluencia de vehículos pesados, en nuestro medio.
- ◆ Identificar y utilizar los factores de corrección por la presencia de vehículos pesados en las carreteras en el cálculo de la capacidad de las carreteras.
- ◆ Analizar y seleccionar los tramos con mayor afluencia de vehículos pesados, para luego realizar aforos en los tramos seleccionados para su análisis y la evaluación.

1.4 ALCANCE.

Este estudio de Análisis del Efecto de los Vehículos Pesados en la Capacidad de las Carreteras, se aplica a tramos de las carreteras de nuestro medio, con el fin de determinar el efecto de los vehículos pesados y los factores que influyen en la capacidad de la carretera, por lo que se hará un estudio más detallado del mismo.

Una vez estudiada los factores que influyen en la capacidad de las carreteras, se estudiara las metodologías HCM 2000 y la metodología INVIAS para que ayuden a determinar la capacidad de las carreteras en nuestro medio.

En función a los resultados obtenidos de nuestro análisis se propondrá alternativas de soluciones que ayuden a remediar los problemas de capacidad de nuestras carreteras.



CAPÍTULO II PARÁMETROS DE TRÁFICO

2.1 DEFINICIÓN.

Para conocer el funcionamiento del tráfico es necesario realizar medidas y estudios en las carreteras existentes. Los datos obtenidos se utilizan como base para el planeamiento y explotación de las redes viarias, las regulaciones de tráfico y para realizar investigaciones sobre el efecto de los diferentes elementos de la carretera en la circulación de vehículos. Con la aplicación de las leyes de la física y las matemáticas el análisis del funcionamiento el tráfico describe la forma como circulan los vehículos en cualquier tipo de vialidad, lo cual permite determinar el nivel de eficiencia de funcionalidad del mismo.

Uno de los resultados más útiles de análisis de flujo vehicular es el desarrollo de modelos microscópicos y macroscópicos que relacionan sus diferentes parámetros como el volumen, velocidad, densidad, el intervalo y el estacionamiento. Estos modelos han sido la base de desarrollo del concepto de capacidad y nivel de servicio aplicado a diferentes tipos de vialidades.

Podemos conocer el número total de vehículos que pasan por una carretera, frecuentemente interesará saber qué tipo de vehículos circulan por ella. Por esta razón al realizar los aforos se clasifican los vehículos registrados en varias categorías, más o menos detalladas según las necesidades. A menudo, se clasifican los vehículos según una clasificación resumida como la siguiente:

- Motocicletas (pequeños vehículos con 2 y 3 ruedas)



- Vehículos ligeros (coches, furgonetas y camionetas con 4 ruedas)
- Vehículos pesados (autobuses y camiones con 6 ó más ruedas)

La composición del tráfico se define mediante el porcentaje de vehículos en la que pertenecen a cada categoría.

Naturalmente la composición del tráfico varía de unas carreteras a otras. En zonas urbanas, el porcentaje de vehículos ligeros es mayor que en carreteras, llegando en las calles céntricas de las grandes ciudades a ser superior al 90%. En carreteras, en las proximidades de grandes ciudades, son frecuentes porcentajes de vehículos pesados entre el 15 y el 20%, mientras que lejos de centros urbanos, especialmente en itinerarios importantes, son frecuentes porcentajes de vehículos pesados entre el 30% y el 40%, y aún superiores en algún caso. Evidentemente, estas composiciones medias sufren variaciones a lo largo del año, del día, etc. En general, cuando la intensidad total de tráfico disminuye, aumenta la importancia de los vehículos pesados. Especialmente en itinerarios importantes se registra un apreciable tráfico de camiones durante la noche, mientras el tráfico de vehículos ligeros prácticamente desaparece.




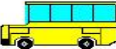










Clasificación vehicular según la ABC:



Gerencia de Planificación
Desarrollo Tecnológico

CONFIGURACIÓN VEHICULAR POR TIPO DE EJES

Código	Tipo de Vehículos	Figura
1	Automóviles y Vagonetas	
2	Camionetas (hasta 2 Tn.)	
3	Minibuses (hasta 15 pasajeros)	
MB	Microbuses (hasta 21 pasajeros; de 2 ejes)	
B2	Buses Medianos (hasta 35 pasajeros; de 2 ejes)	
B3	Buses Grandes (más de 35 pasajeros; de 3 ejes)	
C2m	Camiones Medianos (de 2,5 a 10,0 t; de 2 ejes)	
C2	Camiones Grandes (más de 10,0 t; de 2 ejes)	
C3	Camiones Grandes (más de 10,0 t; de 3 ejes)	
CSR	Camiones Semiremolque	
CR	Camiones Remolque	
12	Otros Vehículos	

Fuente: ABC

2.2 PARÁMETROS DE TRÁFICO.

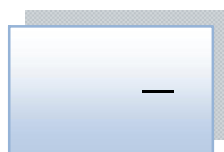
Para la descripción de los estados de la circulación de cualquier infraestructura viaria se pueden utilizar tres variables básicas: el volumen o intensidad, la velocidad y la densidad (Parámetros fundamentales del tráfico). El volumen o intensidad es una variable común tanto para la circulación ininterrumpida como para la interrumpida, pero la velocidad y la densidad se usan, fundamentalmente, para el flujo ininterrumpido. También se utilizan otras variables relacionadas con la intensidad, tanto en



condiciones de flujo interrumpido como ininterrumpido, como son los tiempos de recorrido y las demoras, mientras que otros, como los intervalos entre vehículos, son específicos del flujo interrumpido.

2.2.1 VOLUMEN.

Se define volumen de tráfico, como el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado. Se expresa como:



Ecuación (1)

Dónde:

Q = Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/periodo).

N= Número Total de vehículos que pasan (vehículos).

T= Periodo determinado (unidad de tiempo).

Por lo que dependiendo de la duración del lapso de tiempo determinado, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

- **Tránsito Anual (TA).**- Es el número total de vehículos que pasan durante un año. En este caso $T = 1$ año
- **Tránsito Mensual (TM).**- Es el número total de vehículos que pasan durante un mes En este caso $T = 1$ mes
- **Tránsito Diario (TPD).**- Es el número total de vehículos que pasan durante un día. En este caso, $T = 1$ día.
- **Tránsito Horario (TH).**- Es el número total de vehículos que pasan durante una hora. En este caso $T = 1$ hora



- ▶ **Tasa de Flujo o Flujo (q).**- Es el número total de vehículos que pasan durante un periodo inferior a una hora. En este caso, $T < 1$ hora.

En todos los casos anteriores, los periodos especificados, un año, un mes, una semana, un día, una hora y menos de una hora, no necesariamente son de orden cronológico. Por lo tanto pueden ser 365 días seguidos, 30 días seguidos, 7 días seguidos, 24 horas seguidas, 60 minutos seguidos y periodos en minutos seguidos inferiores a una hora.

El número de vehículos que pasa por un punto dado durante un periodo especificado de tiempo. Las unidades comúnmente en los volúmenes de tránsito son "vehículos por día" o "vehículos por hora".

Específicamente, dependiendo de la unidad de tiempo en que se expresen los volúmenes de tránsito, estos se utilizan para:

- ◆ **Los volúmenes de tránsito anual (TA)**
 - Determinar los patrones de viaje sobre áreas geográficas.
 - Estimar los gastos esperados de los usuarios de las carreteras.
 - Calcular índices de accidentes.
 - Indicar a las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito.
- ◆ **Los volúmenes de tránsito promedio diario (TPD)**
 - Medir la demanda actual en calles y carreteras.
 - Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial.
 - Definir el sistema arterial de calles.
 - Localizar áreas donde se necesite construir nuevas vialidades o mejorar las existentes.
- ◆ **Los volúmenes de tránsito horario (TH)**
 - Determinar la longitud y magnitud de los periodos de máxima



demanda.

Evaluar deficiencias de capacidad.

Establecer controles en el tránsito, como: colocación de señales, semáforos y marcas viales; jerarquización de calles, sentidos de circulación y rutas de tránsito; y prohibición de estacionamiento, paradas y maniobras de vueltas.

Proyectar y rediseñar geométricamente calles e intersecciones.

◆ **Las tasas de flujo (q)**

Analizar flujos máximos.

Analizar variaciones del flujo dentro de las horas de máxima demanda.

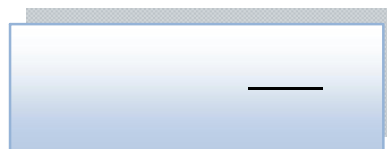
Analizar limitaciones de capacidad en el flujo de tránsito.

Analizar las características de los volúmenes máximos.

2.2.1.1 Volumen De Tránsito Promedios Diarios.

Se define el volumen de tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo. De acuerdo al número de días de este periodo se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diarios, dados en vehículos por día:

➤ **Tránsito promedio diario anual (TPDA)**



Ecuación (2)

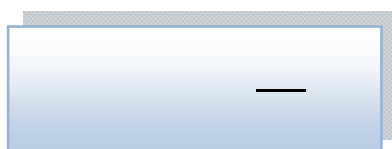


➤ **Tránsito promedio diario mensual (TPDM)**



Ecuación (3)

➤ **Tránsito promedio diario semanal (TPDS)**



Ecuación (4)

2.2.1.2 Volumen De Tránsito Horario.

Con base en la hora seleccionada, se definen los siguientes volúmenes de tránsito horarios, dados en vehículos por hora:

- **Volumen horario máximo anual (VHMA).**- Es el máximo volumen de horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado. En otras palabras, es la hora de mayor volumen de las 8760 horas del año.
- **Volumen Horario de Máxima Demanda (VHMD).**- Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante 60 minutos consecutivos. Es el representativo de los periodos de máxima demanda que se pueden presentar durante un día en particular.
- **Volumen Horario-décimo, vigésimo, trigésimo-anual (10VH, 20VH, 30VH).**- Es el volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado, que es excedido por 9, 19, y 29 volúmenes horarios,



respectivamente. También se le denomina volumen horario de la 10a, 20ava y 30ava hora de Máximo volumen.

- **Volumen Horario de Proyecto (VHP).**- Es el volumen de tránsito horario que servirá para determinar las características geométricas de la vialidad. Fundamentalmente se proyecta con un volumen horario pronosticado. No se trata de considerar el máximo número de vehículos por hora que se puede presentar dentro de un año, ya que se pueda dar un número máximo de veces en el año, previa convención al respecto.

El volumen de tránsito horario es la cantidad de movilizaciones que pasan en una hora, dependiendo del tipo de tráfico para su determinación se deben realizar aforos los cuales indicaran la cantidad de vehículos que pasan en una determinada hora.

2.2.2 VELOCIDAD.

En general el término velocidad se define como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. Es decir que para un vehículo representa su relación de movimiento, generalmente expresada en kilómetro por hora (Km/h).

Para el caso de una velocidad constante, esta se define como una función lineal de la distancia y tiempo, expresada por la fórmula:



Ecuación (5)



Dónde:

V = Velocidad constante (Kilómetros por hora).

d = Distancia (Kilómetros)

t = Tiempo de recorrido (horas)

La velocidad es una variable fundamental del tráfico y la de definición más compleja. Cuando hablamos de velocidad, podemos referirnos a la de un vehículo determinado, a la de un grupo de vehículos o a una magnitud que tiene en cuenta las circunstancias de la circulación y de la vía, por lo cual la velocidad es un indicador que más se utiliza para medir la eficiencia de un sistema vial es la velocidad de los vehículos. Desde este punto de vista, para medir la calidad del movimiento de tránsito se utiliza la velocidad de punto, en sus dos componentes media temporal y media espacial; la velocidad de recorrido y la velocidad de marcha.

La velocidad de un determinado vehículo puede definirse de tres formas fundamentales:

- “Velocidad de punto o instantánea” (V_p), es decir la velocidad de un vehículo al atravesar una determinada sección de una vía.
- “Velocidad de Circulación” (V_c), que es el cociente entre la distancia recorrida en un tramo determinado y el tiempo en que el vehículo está en movimiento.
- “Velocidad de recorrido” (V_r), que es el cociente entre la distancia recorrida en un tramo determinado y el tiempo que transcurre desde el instante en que el vehículo inicia el viaje hasta que llega a su destino, incluyendo las posibles detenciones y retrasos debidos al tráfico.



2.2.2.1 Formas De Medir Las Velocidades.

Ahora bien, en Ingeniería de Tráfico, lo que interesa no es la velocidad de un vehículo aislado sino de un grupo de vehículos. Hay dos formas de obtener los valores medios:

- a) La primera es medir las velocidades instantáneas o locales de todos los vehículos que pasan por una sección determinada y obtener la media en un cierto período. Se obtiene así una “velocidad media instantánea o local” en el tiempo:



Ecuación (6)

Donde:

n = el número de vehículos observados

V_j = velocidad local del vehículo j .

- b) Otro sistema es considerar un cierto tramo de vía de longitud “ L ” y hallar la media de los tiempos empleados por un grupo de “ n ” vehículos en recorrer el tramo: se obtiene así una “velocidad media en un tramo”. Esta es la manera más habitual de medir la velocidad, por su facilidad de cálculo en base a la observación de vehículos individuales del flujo, y por ser la medida estadísticamente más relevante en las relaciones con otras variables. Así, si los tiempos de recorrido medidos para los n vehículos que recorren un segmento de longitud L son $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$, la velocidad media del recorrido será:



$$\frac{L}{V} = \sum_{i=1}^n t_i$$

Ecuación (7)

Dónde:

V= la velocidad media de recorrido, en Km./h.

L= la longitud del segmento de carretera en k.

t_i = el tiempo de recorrido del i-enésimo vehículo que recorre la sección, en horas.

n= el número de tiempos de recorrido observados.

Es importante destacar que estos tiempos de recorrido incluyen las demoras por las paradas producidas por interrupciones completas y por la congestión del tráfico. Son tiempos totales empleados en recorrer el segmento definido. La velocidad media de recorrido no debe confundirse con otra medida similar, la velocidad media en movimiento, definida como la distancia dividida entre el tiempo medio que al recorrer la distancia se permanece en movimiento. El “tiempo medio en movimiento”, incluye únicamente la fracción de tiempo durante el cual el vehículo está en movimiento. Las vías de circulación continua que operen sin presencia de ningún congestionamiento las velocidades medias del recorrido y en movimiento son iguales.

Cuando todos los vehículos circulan a velocidad uniforme, las dos velocidades medias son idénticas, pero si no es así, siempre es algo mayor de 1 a 6 % generalmente la velocidad media local en el tiempo. La razón de esto es que en la velocidad media de recorrido en un tramo tienen mayor peso relativo, los vehículos lentos ocupan durante un tiempo más prolongado el tramo de vía que se considera.



2.2.2.2 Velocidad Del Percentil 85

La “velocidad del percentil 85” es aquella que sólo es sobrepasada por el 15% de los vehículos, considerando sólo los de turismo que son los más rápidos. Esta velocidad suele ser alrededor de un 20% superior a la velocidad media. Se suele considerar como velocidad de proyecto para muchos estudios de trazado o regulación.

2.2.2.3 Otros Conceptos De Velocidades

Otros conceptos de velocidades tienen también en cuenta las circunstancias de la vía.

- ◆ La “velocidad de proyecto”, o aquella que se toma como base para definir los elementos geométricos de la vía: radios de curvas, horizontales y verticales, distancias de visibilidad y peraltes.
- ◆ La “velocidad de servicio”, que es aquella a que se puede circular por una determinada vía en situaciones atmosféricas favorables, en las condiciones de circulación existentes en cada momento y dentro de unos márgenes razonables de seguridad. Este concepto de velocidad tiene gran interés en la definición de la capacidad y de los niveles de servicio de los distintos tipos de calles y carreteras.

2.2.2.4 Velocidad En Función Del Tipo De Vía.

El concepto que un conductor tiene de una determinada vía depende mucho de la velocidad a que puede circular por ella.

En carreteras importantes, los conductores en general no se conforman si no pueden circular a 100-120 km/h. En las zonas urbanas, se aceptan condiciones de mayor restricción, no estando bien definidos los límites que son generalmente aceptables.



El tipo de calle o carretera condiciona naturalmente las velocidades medias y también la dispersión que se observa en su distribución.

Las mayores velocidades corresponden a las autopistas, siendo bastante parecidas en todos los países.

En otras vías, las velocidades son inferiores, correspondiendo las más bajas a las zonas urbanas. En los centros urbanos y durante las horas punta son normales velocidades de 10 a 15 km/h., y aún se llega a cifras más bajas en algunos casos.

Las observaciones realizadas indican que las velocidades máximas que se alcanzan de día y de noche son del mismo orden: sin embargo, por la noche la dispersión es mayor, es decir, que una parte considerable de los conductores reduce la velocidad.

En cuanto a la influencia de la posición de los vehículos en las calzadas que comprenden varios carriles en un solo sentido, se ha observado que por el carril de la derecha se circula algo más lentamente (5 a 10 km/h más despacio) y si hay tres carriles, por el de la izquierda algo más rápidamente (5 a 6 km/h más deprisa que por el carril central).

2.2.3 DENSIDAD.

Se denomina densidad de tráfico al número de vehículos que existen por unidad de longitud sobre una carretera. Se puede medir, por ejemplo, obteniendo una fotografía de un tramo de carretera y contando los vehículos que hay en él. Pero realmente esta magnitud rara vez se mide, ya que es posible calcularla fácilmente a partir de medidas de velocidad e intensidad.

A partir de de la fórmula:



Ecuación (8)

Dónde:

D = Densidad, en Veh/km.

I = Intensidad de circulación, en Veh/h.

V_m = Velocidad media de recorrido, en km/h.

El valor máximo de la densidad de tráfico, que se obtiene cuando todos los vehículos están en fila, sin huecos entre ellos. Esta densidad máxima será igual al producto de la inversa de la longitud media de los vehículos por el número de carriles. En estas condiciones los vehículos estarán parados, ya que les resultaría imposible moverse incluso a pequeña velocidad sin golpearse unos a otros.

La densidad de tráfico ha tenido un interés más teórico que práctico, ya que por resultar más sencilla la utilización de la intensidad y la velocidad, todos los procedimientos de estudio de la circulación se basaban en estas últimas magnitudes. Sin embargo se define como variable básica definitoria del nivel de calidad de la circulación en una vía, por lo que desde ese momento comienza a tener un mayor uso. Se ha comprobado que la libertad de maniobra y la separación de otros vehículos son altamente valoradas por los conductores en relación con la calidad de servicio de circulación. Así si los carriles de una carretera son estrechos será obligado guardar una distancia lateral con los otros vehículos inferior a la deseada; el conductor tenderá a compensar esta situación manteniendo una mayor distancia con el vehículo precedente (intervalo hueco).



Por lo que la densidad es un parámetro crítico en la descripción de las operaciones de tráfico. Describe la proximidad entre los vehículos, y refleja la libertad de maniobra dentro de la corriente de tráfico.

2.3 RELACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE TRÁFICO.

Entre las principales características de la circulación estudiadas existen relaciones que permiten deducir una de ellas a partir de los valores de las otras. Algunas de estas relaciones se deducen de su propia definición, mientras que otras se han obtenido de forma empírica a partir de numerosos datos recogidos en estudios reales.

Estas relaciones son muy utilizadas en estudios de tráfico. Así, cuando se proyecta una nueva carretera o se estudia el acondicionamiento de una existente, en la que se ha determinado la intensidad de tráfico que circulará por ella, se podrá estimar la velocidad de los vehículos correspondiente a esta intensidad a partir de una relación velocidad / intensidad determinada en una carretera de características análogas.

En lo que sigue se supone que los vehículos se mueven a lo largo de un tramo de carretera, sin interrupciones a la circulación. Por consiguiente, si los vehículos llegan a detenerse, será debido a las propias circunstancias del tráfico y no a medidas exteriores, como pueden ser las indicaciones de un semáforo o de un agente de la circulación.

Al estudiar las distribuciones de velocidad se hizo notar la diferencia entre la distribución obtenida midiendo las velocidades al pasar los vehículos por un punto fijo (distribución temporal) y la obtenida al medir las velocidades en un momento dado (distribución espacial).

Sea D la intensidad de tráfico, I la intensidad, y sean $f_t(V)$ y $f_e(V)$ las funciones de densidad correspondientes a las distribuciones de velocidad temporal y



espacial respectivamente. El número de vehículos con velocidad comprendida entre V y $V+dV$ que pasará por una sección fila A en el intervalo t a $t+dt$ será:

Pero estos vehículos serán precisamente aquellos que en el instante t estén delante de la sección A en un tramo de longitud Vdt , es decir $f_e(V) dV \cdot D \cdot Vdt$. Por consiguiente:

$$(1)$$

Integrando ambos miembros con relación a V se obtiene la relación fundamental

$$I = D \bar{V} e \quad (2)$$

Siendo $\bar{V}e$ la velocidad media espacial. Esta relación liga por tanto las tres magnitudes fundamentales y permite calcular una de ellas (generalmente la densidad) en función de las otras dos.

Además, la ecuación (1) permite relacionar las dos distribuciones de velocidades espacial y temporal. Teniendo en cuenta (2) puede escribirse,

$$D \bar{V} e f_t(V) = D \cdot V \cdot f_e(V)$$

Y de aquí, integrando con relación a V :

$$\frac{1}{\bar{V}e} \int_0^{\infty} f_e(V) dV = \int_0^{\infty} \frac{f_t(V) dV}{V}$$

Y de aquí:



$$\frac{1}{\bar{V}_e} = \int_0^{\infty} \frac{1}{V} f_t(V) dV$$

Es decir, que la velocidad media espacial coincide con la media armónica de la distribución temporal. La velocidad media temporal será:

$$\bar{V}_t = \frac{1}{\bar{V}_e} \int_0^{\infty} V^2 f_e(V) dV = \bar{V}_e + \frac{\sigma_e^2}{\bar{V}_e}$$

Siendo σ_e^2 la varianza de la distribución espacial. Como se ve la velocidad media temporal es siempre mayor que la velocidad media espacial.

La relación fundamental (2) enlaza las tres variables macroscópicas básicas del tráfico vial, de forma que cualquier tramo de carretera tiene una circulación que en cada momento queda descrita por una triada de valores I-V-D cuya representación se inscribe en la superficie definida por la ecuación. Por lo tanto, a lo largo de un periodo de tiempo la circulación quedará descrita por una curva que se apoyará sobre la superficie (Fig. 2.1). En la práctica se opera con representaciones planas correspondientes a las proyecciones de la anterior curva sobre los planos coordenados, que se estudian a continuación.

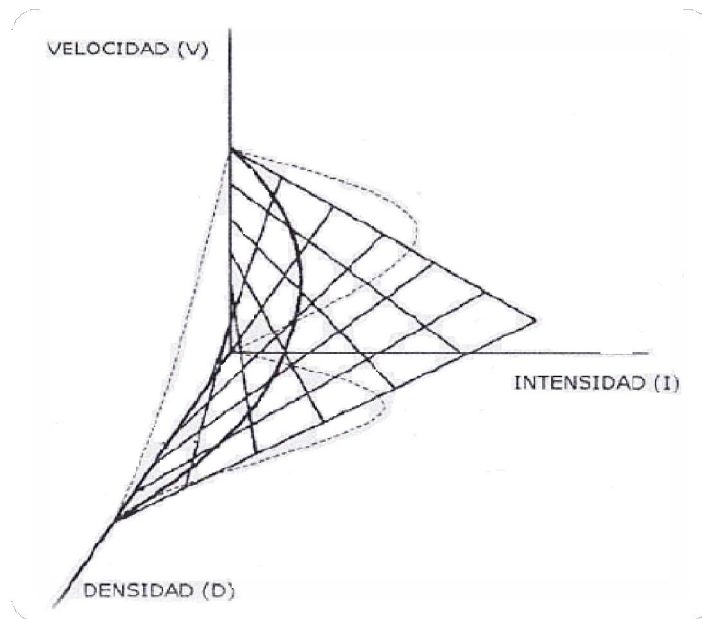


FIG. 2. 1 MODELO (ECUACION FUNDAMENTAL DE TRAFICO, DONDE
 $V_e = I/D$ REPRESENTA LA SUPERFICIE DE MODELOS DE FLUJO DE
TRAFICO ADMISIBLE
FUENTE: ELEMENTOS DE ING DE TRAFICO (CARLOS KRAEMER)

2.3.1 Relación Velocidad - Densidad

Basándose en unas consideraciones sencillas, es fácil ver qué tipo de relación puede existir entre la velocidad media de los vehículos y la densidad de tráfico. Evidentemente, si la densidad fuera muy pequeña, casi nula, los pocos vehículos que estuvieran en la carretera podrían circular muy separados y llevar la velocidad que quisieran sin que ningún otro les interfiriera. En estas condiciones, la velocidad de los vehículos podría ser tan alta como lo permitieran las características de la carretera y del propio vehículo. Con densidades mayores, los vehículos tendrían más dificultades para mantener la velocidad deseada porque encontrarían con cierta frecuencia vehículos más lentos delante de ellos que les impedirían mantener su velocidad. Por tanto al aumentar la densidad de tráfico la velocidad media disminuye. En el límite, cuando se alcance la densidad máxima (es decir, cuando la carretera esté



totalmente ocupada por vehículos, parachoques contra parachoques), será absolutamente imposible mover un vehículo sin golpear al que le precede, y la velocidad de todos los vehículos será igual a cero. La velocidad media resulta así una función de la densidad que alcanza un valor máximo cuando la densidad es casi cero, y disminuye constantemente al aumentar la densidad hasta llegar a anularse cuando la densidad de tráfico alcanza su valor máximo.

Esta función variará de unas carreteras a otras, pero indudablemente la influencia del tipo de carretera será mayor cuando la densidad es baja; en estas condiciones ya se vio que la velocidad no depende de otros vehículos, sino exclusivamente de las características de la carretera. Por el contrario, cuando la densidad es alta, los conductores deben preocuparse principalmente de los vehículos que les preceden, por lo que la velocidad dependerá más de las condiciones del tráfico que de las de la carretera. Si se representa la variación de la velocidad media en función de la densidad de tráfico (midiéndola en vehículos por Km y carril, para evitar la influencia de la anchura de la carretera), se obtienen curvas como las de la Fig. 2.2, en las que las mayores variaciones entre tipos de carretera se producen en las zonas de baja densidad.

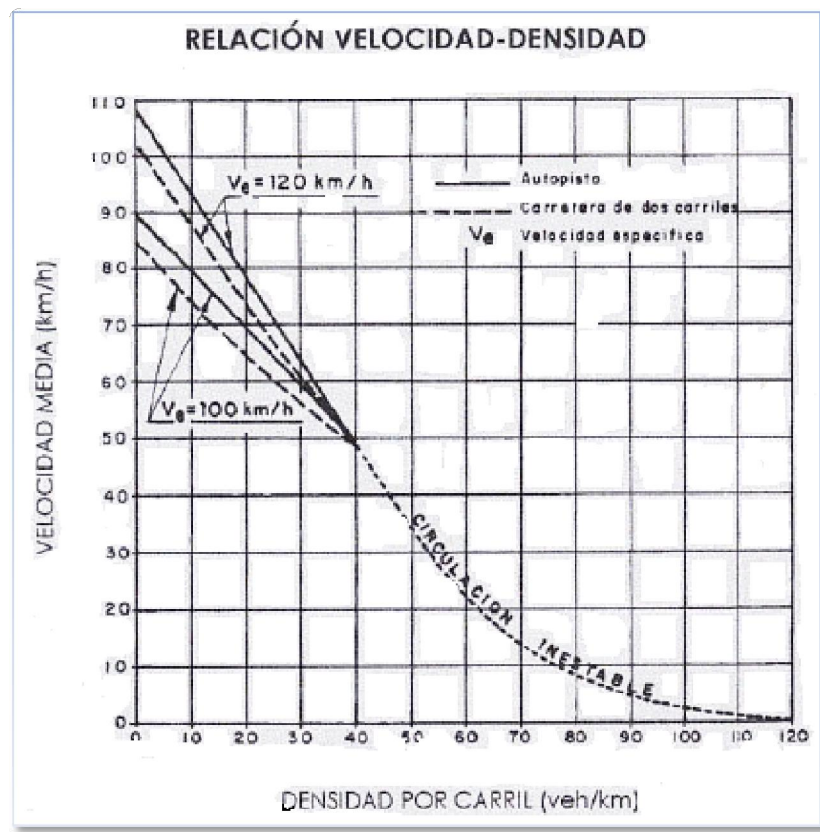


FIG. 2. 2RELACION DE VELOCIDAD – DENSIDAD
FUENTE: ELEMENTOS DE ING DE TRAFICO (CARLOS KRAEMER)

2.3.2 Relación Intensidad - Densidad

Teniendo en cuenta la relación básica entre intensidad, densidad y velocidad media $I = V_e \cdot D$ y la relación existente entre velocidad y densidad, se puede deducir la relación que existe entre intensidad y densidad. Cuando la densidad sea nula, también lo será la intensidad: y cuando la densidad alcance su valor máximo, por anularse la velocidad media, se anulará también la intensidad. Entre ambos extremos, la intensidad tendrá valores positivos, y por consiguiente debe alcanzarse un valor máximo de la intensidad. Representando la intensidad en función de la densidad, resultan funciones convexas con un máximo para un cierto valor de la densidad, como las representadas en la Fig. 2.3 Como en el caso de la relación velocidad-densidad, estas curvas serán



diferentes para las distintas carreteras, presentándose mayores diferencias en la zona de baja densidad, mientras que serán similares en la zona cercana a la densidad máxima.

El hecho de que exista un valor máximo de la intensidad que puede circular por una carretera es de la mayor importancia. Este valor máximo se conoce como capacidad de la carretera, y la densidad para la que se obtiene se llama densidad crítica. Cada valor de la intensidad, menor que la capacidad, se obtiene para dos valores distintos de la densidad, uno menor que la densidad crítica y otro mayor. El funcionamiento de la circulación es completamente distinto en ambos casos. Cuando la densidad es menor que la crítica, el tráfico se mantiene relativamente fluido y estable, en el sentido que si se produce alguna pequeña perturbación que aumente momentáneamente la densidad de tráfico, tiende a disiparse y volver a la situación anterior. Por el contrario, cuando la densidad es superior a la crítica, las perturbaciones tienden a producir un empeoramiento de la situación que puede llegar a la detención total del tráfico. Por ello, los puntos de la rama ascendente del diagrama corresponden a condiciones de tráfico que se pueden considerar aceptables, ya que los vehículos se mantienen moviéndose a una velocidad que, aunque no sea la deseable, no sufrirá excesivas variaciones. Por el contrario, los puntos de la rama descendente corresponden a una circulación inestable en que se producen constantemente paradas y avances y las velocidades oscilan entre cero y valores siempre reducidos. El diagrama que representa la intensidad en función de la densidad se conoce como diagrama fundamental del tráfico, y en él puede obtenerse para cualquier punto la intensidad (ordenada), densidad (abscisa) y velocidad media (pendiente de la recta que une el origen con el punto en cuestión).

Se estima que la densidad crítica suele ser del orden del 30% al 40% de la densidad máxima.

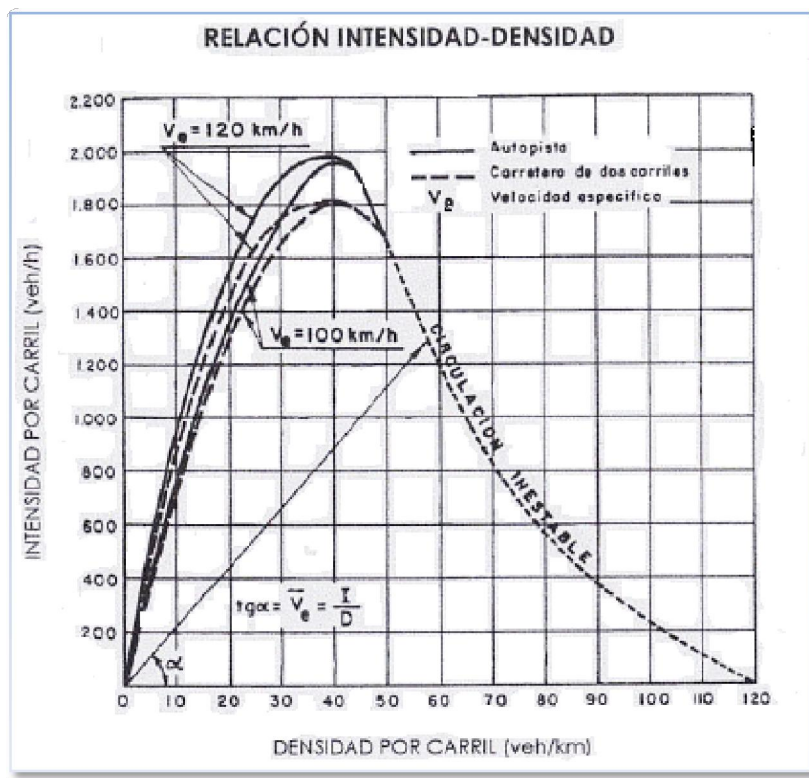


FIG. 2.3 RELACION INTENCIDAD – DENCUDAD
FUENTE: ELEMENTOS DE ING DE TRAFICO (CARLOS KRAEMER)

2.3.3 Relación Velocidad – Intensidad.

Esta relación es mucho más sencilla de obtener en la práctica, ya que es más fácil medir velocidades e intensidades que densidades. Además, la intensidad de tráfico es una magnitud que define la demanda de tráfico en la carretera, y es por tanto un dato básico, mientras que la velocidad es la magnitud que mejor define el funcionamiento de la circulación desde el punto de vista de los conductores. Frecuentemente el problema será deducir las condiciones de tráfico (que pueden definirse por la velocidad), conociendo la demanda de tráfico (definida por la intensidad). Esto hace que las relaciones velocidad-intensidad tengan una importancia práctica mucho mayor que las otras relaciones, que hayan sido objeto de numerosos estudios empíricos, mientras



que las relaciones intensidad-densidad y velocidad-densidad hayan sido estudiadas principalmente desde el punto de vista teórico.

Como en el caso de la curva intensidad-densidad, se presentan dos velocidades distintas para cada valor de la intensidad, una relativamente elevada, y otra menor (Fig.2.4). La parte superior de la curva corresponde a una circulación libre y estable, mientras que la parte inferior corresponde a una circulación congestionada e inestable.

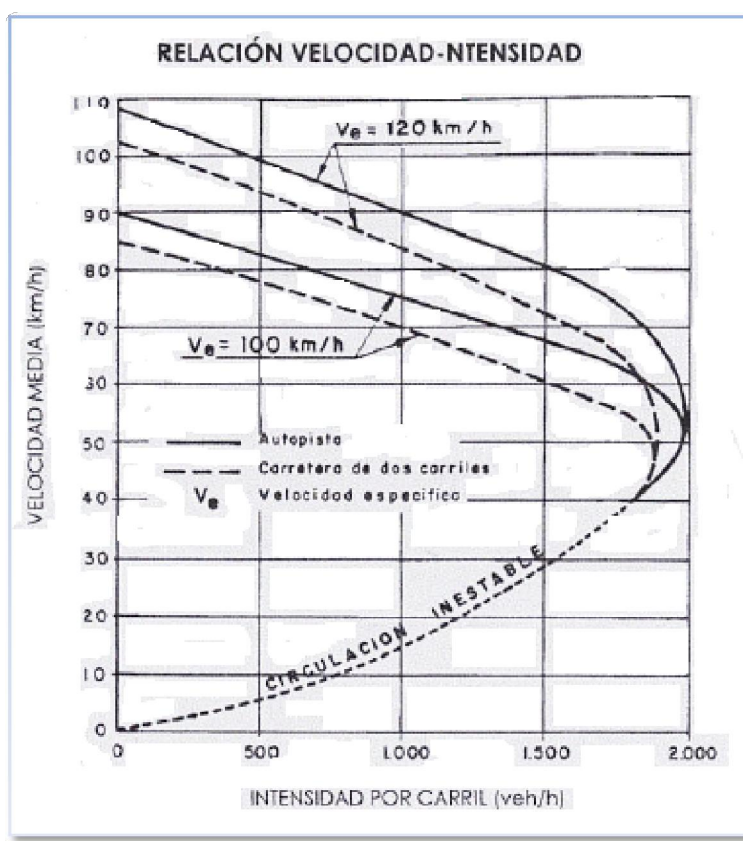


FIG. 2. 4RELACION VELOCIDAD – INTENCIDAD
FUENTE: ELEMENTOS DE ING DE TRAFICO (CARLOS KRAEMER)



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



Comparando las curvas correspondientes a distintas carreteras, se observa que difieren apreciablemente en la parte superior (velocidades altas), mientras que son parecidas en la parte inferior. La rama superior de la curva, que es la más interesante a efectos prácticos, ya que la rama inferior corresponde a condiciones inaceptables, puede considerarse aproximadamente lineal, variando de unas carreteras a otras su inclinación y ordenada en el origen.

Se han realizado numerosos estudios para determinar cómo depende la relación velocidad-intensidad de la composición del tráfico (porcentaje de vehículos pesados) y características de la carretera (sección transversal, pendientes, etc.). Dichos estudios forman la base de los procedimientos para determinar la capacidad de las carreteras.



CAPÍTULO III CAPACIDAD VEHICULAR

3.1 INTRODUCCIÓN.

Un objetivo principal del análisis de la capacidad, es estimar el número máximo de vehículos que una carretera puede acomodar con razonable seguridad durante un período específico de tiempo. Sin embargo, las carreteras generalmente operan pobremente o cerca de la capacidad; son raras las planificadas que operan en el rango correcto. En consecuencia, el análisis de capacidad también estima el aumento de tránsito que una carretera puede acomodar mientras mantiene su nivel de operación prescrito.

La capacidad se la define como es el máximo número de vehículos que pueden circular en un punto dado durante un período específico de tiempo, bajo condiciones prevalecientes de la carretera y el tránsito. Asumiendo que no hay influencia del tránsito más adelante, dentro del punto en análisis.

Las condiciones prevalecientes de la carretera se refieren a características geométricas como el número y uso de carriles, ancho de hombro, configuración de carriles y el alineamiento horizontal y vertical.

El flujo máximo del tránsito de una carretera es su capacidad, que ocurre cuando se alcanza la densidad crítica y el tránsito se mueve a la velocidad crítica. Esto regularmente ocurre en la hora pico del volumen del tránsito, la hora pico es el período más crítico.

La capacidad frecuentemente se mide en vehículos por hora (veh/hr).



3.2 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD VEHICULAR.

La determinación de la capacidad vehicular es un método importante para conocer la operación en una carretera, siendo una de las principales características para terminar el funcionamiento de la misma. Este análisis es usado en el planeación, proyecto, operación y evaluación de una carretera y tiene dos propósitos fundamentales:

- ◆ El primero de ellos es usado para fines de proyecto de una obra nueva. Permite determinar cuando y donde debe evolucionar el camino. Predice la necesidad de realizar una construcción y/o reconstrucción de tramos específicos así como determinar sus características geométricas para su nivel de servicio determinado.

Las características geométricas están referidas al número y ancho de carriles, ancho de acotamiento, pendientes, carriles especiales y otros. Estas importantes ya que si no existe una planeación adecuada, la operación en un camino puede ser desfavorables desde su apertura, llegando a tener un nivel de servicio en o cerca de la capacidad, llevando consigo congestionamientos, bajas velocidades, demoras, altos costos de operación, incomodidad a los usuarios y grandes posibilidades de accidentes.

El nivel de servicio seleccionado dependerá principalmente de este estudio de factibilidad económico y de la seguridad que se desee para los usuarios.

- ◆ El segundo propósito es el conocer la operación de un camino existente. La operación es importante desde el punto de vista de comodidad, rapidez y seguridad a los usuarios. Así, considerando el volumen horario del camino y, comparándolo con el flujo de servicio, es posible determinar el nivel de servicio al que está operando el camino.

De la misma manera es posible determinar cuándo un camino estará saturado o con problemas de operación, además de puntos o tramos críticos



con alta probabilidad de accidentes. Esto es de gran ayuda para jerarquizar las obras viales y fijar prioridades de construcción.

En resumen, el objetivo final de un análisis de capacidad en carreteras, es el de proporcionar al usuario comodidad, eficiencia, seguridad, economía y rapidez en el transporte de personas y/o bienes, al momento de calificar un camino y proponer acciones concretas para su construcción o reconstrucción.

Los caminos se pueden clasificar dentro de dos categorías: vías interrumpidas e ininterrumpidas.

3.2.1 Vías Ininterrumpidas.

En vías ininterrumpidas las condiciones del tránsito de un vehículo que recorre un tramo de un camión, no se ve obligado a detenerse por cualquier causa externa a la corriente vehicular, por lo que se dice que la circulación en este tramo sea continua e ininterrumpida. Ello no significa que no puedan presentarse detenciones, como por ejemplo en caso de accidente, pero estas detenciones se producen por causa internas de la propia corriente de tráfico.

En las carreteras predominan los tramos de circulación continua, ya que las intersecciones existentes distan mucho entre si y su influencia se reduce a unos cortos tramos de acceso de la misma.

Las condiciones ideales alcanzan los mayores valores de la capacidad en vías ininterrumpidas son:

- Circulación continúa sin fricciones laterales con vehículos o peatones.



- Circulación solo compuesta de vehículos ligeros, con ausencia total de camiones pesados, autobuses, motos o vehículos especiales.
- Carriles de 3.5 m de anchura y arcenes libres de obstáculos en una anchura mínima de 1.80 m.
- Si se trata de carreteras rurales, las características geométricas a una velocidad específica mínima de 110 Km./Hr.

Vías Ininterrumpidas:

- ⊞ Autopista
 - Segmento básico
 - Zonas de entrecruzamiento
 - Ramal e intersección
- ⊞ Carreteras de carriles múltiples
- ⊞ Carreteras de dos carriles

3.2.2 Vías Interrumpidas.

En las vías interrumpidas el tránsito de un vehículo que recorre un tramo de camino, se ve obligado a detenerse por causas que no sean propias de corriente vehicular, tales como señales o semáforos en una intersección. El flujo interrumpido es más complejo que el flujo ininterrumpido debido a la dimensión de tiempo involucrada asignando el espacio a los arroyos de tráfico contradictorios.

El estado operacional de tráfico en una facilidad del tráfico-flujo interrumpida está definido por lo siguiente medidas:



- El volumen y proporción de flujo.
- El flujo de saturación y avances de la salida.
- Las variables del mando (detenga o el mando señalado).
- Los huecos disponibles en los arroyos de tráfico contradictorios.
- El retraso.

Tanto las vías interrumpidas, como las vías ininterrumpidas describen el tipo de vía y no la calidad de corriente del tránsito, en un tiempo determinado.

Vías Interrumpidas:

- ❑ Intersecciones semafóricas
- ❑ Intersecciones controladas con señal de alto
- ❑ Intersecciones con señal de ceda el paso
- ❑ Arterias

3.3 MÉTODOS DE DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD VEHICULAR.

3.3.1 MÉTODO DE HCM 2000.

3.3.1.1 Introducción.

Durante los años treinta y cuarenta, cuando la ingeniería de tránsito llegaba a la mayoría de edad, hubo gran inquietud por cuantificar el diseño de las vías con respecto al tránsito que iban a servir, y de cierto modo, convertir el arte de la ingeniería de tránsito en una verdadera técnica. La demanda de tránsito, expresada en volumen, debía satisfacerse con una oferta de tránsito expresada también en volumen, que se llamaría capacidad vial. Entonces sería posible



diseñar los elementos geométricos y de regulación de la circulación a fin de proporcionar una capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que se estimara pasarían por la vía en el año de diseño y evitar que ocurriera la temida congestión de tránsito.

Existían diversos procedimientos teóricos que estimaban la capacidad vial basados en principios racionales, pero el fenómeno comprendía tantas variables desconocidas (especialmente en lo tocante a las reacciones humanas) que se pensó que lo más práctico sería elaborar un procedimiento basado mayormente en datos tomados en el terreno que establecieran relaciones empíricas entre las características del tránsito y las vías, y la capacidad de éstas. En los Estados Unidos, la tarea de crear ese procedimiento fue acometida por el “Bureau of Public Roads” (que hoy se llama “Federal Highway Administration”) y fue dirigida por el ingeniero Olav Koch Normann. El fruto de esa labor fue el primer “Manual de Capacidad Vial” norteamericano (“Highway Capacity Manual” o “HCM”) que vio la luz en 1950. Su precio: un dólar.

El HCM fue un éxito de librería y se tradujo a los principales idiomas del mundo inclusive el castellano. Luego, en 1965 la “Highway Research Board” de los Estados Unidos (que hoy se llama “Transportation Research Board” o “TRB”), con el apoyo del “Bureau of Public Road”, preparó una segunda edición del Manual de Capacidad Vial. Esta versión del manual introdujo el concepto de nivel de servicio. Veinte años después, en 1985, la TRB publicó la tercera edición, y en 1994 editó una actualización de ocho capítulos del HCM. Se proyecta una edición completamente nueva para el sugestivo año 2000.

El HCM es principalmente un documento que contiene una serie de procedimientos basados en modelos analíticos calibrados con datos empíricos tomados en los Estados Unidos y el Canadá.



En su confección han participado personas de varios países y se han tenido en cuenta métodos usados fuera de su país de origen; no obstante, debido a su naturaleza empírica, la aplicación del HCM fuera de su ámbito de origen puede dar resultados imprecisos y hasta erróneos si no se calibra para el medio en que se vaya a usar.

3.3.1.2 Principales características de la versión del HCM 2000

La versión del HCM 2000, como las anteriores versiones, sigue la filosofía original ante el problema de definir analíticamente el complejo fenómeno del tránsito vial, se optó por definir primero las condiciones más ideales que fuera posible (carriles de 3.66 m, rasante horizontal, alineamiento recto, ausencia de vehículos pesados, etc.) y luego aplicar a ella factores de corrección o ajuste que representaran qué tanto se apartan las condiciones reales de las ideales.

La pauta para definir las condiciones ideales fue el punto a partir del cual, una mejora de cualquier naturaleza de esas condiciones no se reflejara en ni en un aumento de la capacidad ni en una elevación del nivel de servicio.

3.3.1.3 Estimación de la capacidad

La capacidad para condiciones ideales se estima basándose en los volúmenes más altos que se han observado en vías consideradas como ideales en su clase y eligiendo, no el más elevado de todos sino uno que parezca “razonable” según el criterio de los expertos. Al principio muchas de esas capacidades eran muy fáciles de recordar, 2 000 veh/h para un carril de autopista y para toda la calzada de una carretera de dos carriles. En los accesos a intersecciones semaforizada ideales se suponía un flujo de saturación de 1 500 veh/h de verde. Desde 1950 hasta esta parte, el valor de esos volúmenes se ha ido incrementando, alegándose como razón para el incremento que los conductores son cada vez más experimentados. En la actualización de 1994 del HCM, en condiciones ideales se establece una capacidad de 2 200 Veh/h para una



autopista de cuatro carriles y de 2300 Veh/h para una de seis, mientras que la capacidad de la calzada de una carretera de dos carriles se elevó a 3200 Veh/h. El flujo de saturación ideal en accesos a intersecciones semaforizada aumentó a 1 800 autos/h. En general, estos valores han seguido creciendo.

La capacidad para condiciones reales se obtiene generalmente multiplicando la capacidad para condiciones ideales por factores de corrección menores de la unidad que reducen el valor de la capacidad, como se explica más adelante.

3.3.1.4 Estimación del nivel de servicio

Desde el HCM de 1965 se establecieron cinco niveles de servicio para los distintos tipos de vías A, B, C, D, E y también el nivel F que quedó fuera de la esfera del HCM por corresponder al molesto régimen congestionado. En efecto, el HCM estima la capacidad y el nivel de servicio para un punto o tramo uniforme de un carril o calzada durante 15 minutos, y no interviene en lo que sucede cuando hay un colapso de la circulación en vías de circulación “continua” que provoca perturbaciones que se extienden desmesuradamente durante horas, o cuando ocurren los catastróficos reboses de cola en vías de circulación discontinua.

En vías de circulación continua el Nivel de Servicio A cae normalmente dentro del régimen de flujo libre, cuando la interacción vehicular no afecta significativamente la velocidad de los vehículos. El nivel E corresponde al régimen forzado en que el volumen de demanda está muy cerca de la capacidad y un aumento súbito de la demanda o una disminución del volumen máximo posible puede ocasionar un colapso. Los niveles B, C y D son niveles intermedios que se ubican dentro de los regímenes de flujo libre o flujo restringido.

En vías de circulación discontinua no hay una correspondencia tan exacta entre los niveles de servicio y los regímenes de circulación, pues los vínculos entre la



capacidad y el nivel de servicio no son tan estrechos. En ambos tipos de vía se suele diseñar para los niveles de servicio C o D.

Como se ha dicho, el nivel de servicio se define por el valor de uno o más parámetros, que varían de acuerdo al tipo de vía de que se trate.

3.3.1.5 Aplicación del HCM 2000

El procedimiento básico de los manuales de capacidad norteamericanos suele ahora contemplar tres niveles de aplicación:

- ◆ **Análisis de circulación.**- Es la aplicación que requiere mayor precisión y se basa en datos actuales sobre tránsito, vía y regulación. Si interesara conocer el nivel de una vía o parte de ella en condiciones presentes, lo mejor sería medir el parámetro correspondiente en el terreno y olvidarse de las relaciones que ofrece el manual, pero a veces se usa el manual para extrapolar valores del parámetro que se han medido solamente en una parte de la vía cuando interesa conocerlos para toda la vía. La aplicación más útil del análisis de circulación es, sin embargo, cuando se quiere evaluar el efecto de una medida de corto alcance, tal como el cambio de la programación de un semáforo, la adición de un ramal de giro a derecha, o el aumento del radio de una curva en una carretera rural. También se puede medir una variable a lo largo de una vía con un vehículo en movimiento, tal como la velocidad a flujo libre, y utilizar el manual para inferir el nivel de servicio a partir de esa información y de otros datos aislados que se tengan.

- ◆ **Diseño o proyecto.**- Cuando se diseña una vía, o elementos permanentes de ella que requieran grandes inversiones, se debe garantizar que su utilidad vaya a durar bastante tiempo. Entonces es preciso predecir cuál va a ser la demanda de tránsito en el año para el que se proyecta a fin de satisfacer esa demanda razonablemente. El manual puede determinar algunos elementos



de diseño directamente, tales como el número de carriles necesarios, y en otros casos estimar el nivel de servicio que brindaría el diseño propuesto, cuándo se alcanzare su capacidad, y sugerir en muchos casos, los cambios que debían hacerse al diseño para lograr los objetivos propuestos. La precisión de esta aplicación es intermedia debido a la incertidumbre que siempre existe en la predicción de la demanda de tránsito.

❖ **Planeación.-** Esta aplicación se hace generalmente cuando se empieza a planear una vía o un sistema vial y todavía no se conocen con exactitud todos los detalles necesarios. Por ejemplo, es posible que de la demanda de tránsito sólo se conozcan valores estimados del tránsito promedio diario. Por eso es la aplicación menos precisa. El manual norteamericano proporciona procedimientos de planeación que son menos complicados que los que se aplican para diseño o análisis de circulación, a fin de evitar el uso de refinamientos innecesarios en trabajos de planeamiento preliminar.

Se ha mencionado que los estudios de capacidad generalmente se hacen por períodos de 15 minutos y se suele escoger el cuarto de hora de mayor demanda, dentro de la hora pico para hacer los análisis a fin de estudiar las condiciones peores. El procedimiento del HCM supone que sólo se conoce el volumen de demanda en la hora pico, pero no las variaciones de él dentro de esa hora, y que es posible estimar el factor de pico horario, conociendo las características de la vía que se estudia. Entonces, dividiendo el volumen para toda la hora entre el factor de pico horario se estima el volumen (en veh/h) para el cuarto de hora de mayor demanda, Sin embargo, si se conoce la demanda en periodos al menos de 15 minutos es más preciso utilizar el mayor de ellos para hacer el análisis y olvidarse del factor de hora pico.



3.3.2 MÉTODO INVIAS.

3.3.2.1 Introducción.

El manual contiene un procedimiento de análisis que proporciona información y estimación sobre el comportamiento operacional de una carretera de dos carriles. Con base en condiciones conocidas de la vía y de tránsito, observadas en un gran número de carreteras en Colombia.

Específicamente calcula la capacidad y el nivel de servicio de sectores de ese tipo de vías. Este manual en su segunda versión, contiene ajustes y filosofía del anterior. Es así como este manual es el resultado de un laborioso trabajo de investigación que busca proporcionar al ingeniero o planificador un medio para valorar aspectos críticos de vías. Este procedimiento debe interpretarse como norma y los resultados que brinda no deben prevalecer sobre el juicio profesional, sino que deben usarse como información adicional que sirva de base parcial a ese juicio.

3.3.2.2 Evolución y filosofía del método INVIAS.

En Colombia se desarrolló, en la década de los 80, el programa para el desarrollo de los posgrados y de la Capacidad de Investigación bajo la dirección y coordinación del instituto Colombiano para el fomento de la Educación Superior (ICFES). Dentro de este programa la Universidad del Cauca, por intermedio de su Instituto de Vías, realizó durante dos ocasiones, el Magister de Ingeniería de Tránsito y Transporte, el cual incluyó entre sus trabajos de investigación el estudio de la “Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos Carriles”. Esta labor se llevó a cabo bajo la dirección y asesoría del doctor Guido RadelatEgues.

Los primeros resultados del trabajo de los ingenieros Pedro Guardela, Jorge Nieves y Luis Enrique Moreno se presentaron en el Segundo Simposio



Colombiano de Tránsito y Transporte, celebrado en Popayán. Posteriormente los avances de la investigación se dieron a conocer en el Sexto Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte (Popayán -1990) en el año de 1991 en el Congreso Panamericano de Carreteras de Montevideo Uruguay.

Más adelante en el año 1992, con la autoría de Guido Radelat E., María Consuelo López A. y Flor Ángela Cerquera E. se publicó la primera versión del Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de Dos Carriles.

El Instituto Nacional de Vías, nacido a la vida institucional en 1994, consideró de gran valor el trabajo realizado y decidió continuar con la investigación y la aplicación de la metodología en los estudios de la red carreteras nacional. Con estos propósitos efectuó estudios por intermedio de los Administradores de Mantenimiento Vial y formalizó el desarrollo investigativo con las Universidades de Cauca; Pedagógica y Tecnológica de Colombia (UPTC); Nacional Sede Medellín; Militar Nueva Granada; Javeriana y Quindío.

Gracias a la dedicación y gestión de la Oficina de Investigación y Desarrollo Tecnológico del INVIAS y del aporte intelectual y académico de Guido Radelat E. y los profesores universitarios se da a conocer la Segunda Versión del Manual de Capacidad y Nivel de Servicio para Carreteras de Dos Carriles.

3.3.2.3 Principios Básicos Del Método INVIAS.

En el manual se incluyeron algunos de los principios básicos que tomaron en cuenta para la preparación del manual.

- ◆ **Separación del cálculo capacidad y nivel de servicio.**- El cálculo separado de la capacidad y nivel de servicio, principio que rige la formulación del método colombiano.

Los parámetros para el cálculo de la capacidad y nivel de servicio son distintos. Para la capacidad se usa el volumen, cuyo inverso es el intervalo



medio; para el nivel de servicio se utiliza la velocidad media recorrida. El intervalo se compone del paso (que varía proporcionalmente a la velocidad), de manera que las variaciones en la velocidad no producen variaciones proporcionales en el intervalo medio y por ende en el volumen máximo. Por ello se usa factores de corrección diferentes y su cálculo se efectúa por separado.

Sin embargo, el calcular en forma independiente la capacidad y nivel de servicio no significa que no hay relación entre ellos; el anexo está en que para encontrar el nivel de servicio se necesita el factor de utilización de capacidad, por lo que presenta el método del HCM.

- ❖ **Importancia de los factores geométricos sobre los de tránsito.-** los factores geométricos ejercen una gran influencia en los resultados de capacidad y nivel de servicio, y su efecto es generalmente superior a los efectos que ocasionan las variables relacionadas con el tránsito. Esta situación refleja una realidad colombiana, verificada por muchos de los administradores de mantenimiento vial.
- ❖ **Velocidad media de recorrido como medida de efectividad para el nivel de servicio.-** No es posible definir el nivel de servicio teniendo en cuenta todas las variables que las caracterizan. Para ello, en la práctica, se selecciona uno o dos parámetros que estén relacionados con esas variables que demarcan cada nivel de servicio. Observando los datos obtenidos en las carreteras colombianas, se notó que la velocidad media de recorrido refleja mejor la calidad de servicio que ofrecían las condiciones de vías las condiciones de tránsito. Por lo que se selecciona este parámetro como el indicador de efectividad para los niveles de servicio.
- ❖ **Aplicación de los factores de correcciones.-** Para el cálculo de la capacidad, la aplicación de los factores de corrección se realiza en forma



simultánea. Por lo contrario la aplicación de los factores correcciones para el cálculo del nivel de servicio se efectúa en forma consecutiva. En este caso, en cualquier orden que se realicen las correcciones siempre habrá pequeños errores, pero estos son muchos errores que si se aplican todos los factores simultáneamente. Se trata de encontrar una secuencia de aplicación de los factores que introduzcan las menores variaciones.

- ❖ **Uso de solamente una curva en la corrección por curvatura.**- Uno de los cambios introducidos en la segunda versión del manual, esta relación con efecto de la curvatura, en el cálculo de la capacidad. Debido a que las velocidades a capacidad son relativamente bajas (poco más de 40 km/h en condiciones ideales), es difícil que la curvatura la disminuya apreciablemente, por tanto su efecto en los intervalos medios, en caso que se presenten, es bajo. Este resultado simplifica el procedimiento de cálculo de capacidad y permite la aplicación simultánea de los factores de corrección. Por el contrario, el efecto de la curvatura en la velocidad y por consiguiente en el nivel de servicio, se sigue considerando en forma similar a la establecido en la primera versión del manual, pero con factores de corrección basados en una extensa base de datos colombianos y no en una fórmula de diseño como se hizo originalmente. Para ello se usa solamente la curva de menor radio del sector estudiado y cuando la curvatura condicional la velocidad de la velocidad de los vehículos su efecto se distribuye a lo largo de la sección que estudia.



3.4 ANÁLISIS DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN.

3.4.1 CONDICIONES IDEALES.

Muchos de los procedimientos utilizados proporcionan unas formulaciones sencillas para un conjunto de condiciones definidas como estándar (ideales), que deben corregirse para tener en cuenta las condiciones prevalecientes que no coincidan con ella. En principio, una condición es ideal cuando su mejora no produce un incremento en la capacidad. En estas condiciones se presume buen clima, pavimento en buen estado, usuarios “racionales” y la inexistencia de incidentes que obstruyan el flujo.

Las siguientes son las condiciones ideales para infraestructuras de flujo ininterrumpido:

- Repartición del tránsito por igual en ambos sentidos.
- Carriles de no menos de 3.65 m.
- Una distancia (bermas) de 1.8 m entre el borde de la calzada exterior y los obstáculos u objetos adyacentes a la vía o separador.
- Velocidad de proyecto de 100 k/h para vías de 2 carriles y de 110 k/h para vías multicarril y autopista.
- Flujo constituido únicamente por vehículos ligeros. Ausencia de vehículos pesados.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas.
- Visibilidad adecuada para adelantar.
- Señalización horizontal y vertical óptima.
- Terreno llano y rasante horizontal.

En la mayoría de los análisis las condiciones existentes difieren de las condiciones ideales, por lo cual se deben incluir correcciones que reflejen la inexistencia de las condiciones ideales.



3.4.2 CONDICIONES DE LA VÍA Ó LA INFRAESTRUCTURA.

Las condiciones que afectan a la vía comprenden las condiciones geométricas y los elementos del proyecto. Estos factores son los siguientes:

- El tipo de vía y el medio urbanístico en que está inmersa
- La anchura de carril
- El ancho de las bermas y los despejes laterales
- La velocidad de proyecto
- El alineamiento horizontal y el alineamiento vertical
- La disponibilidad de espacio para esperar en cola en las intersecciones

3.4.3 CONDICIONES DEL TRÁNSITO.

Las condiciones del tránsito que influencia la capacidad y los niveles de servicio son el tipo de vehículo y las distribuciones de los vehículos entre carriles.

Se definen como vehículos pesados aquellos que tienen más de cuatro ruedas sobre el pavimento.

Se agrupan en tres categorías: camiones, vehículos recreaciones y autobuses.

Además de la composición vehicular, se tiene en cuenta el reparto por sentidos de circulación, que es especialmente crucial en vías de dos carriles, donde las condiciones ideales se producen cuando la distribución es 50/50 (50% en cada sentido). La distribución entre carriles y entre calzadas en estructuras multicarril y autopistas es importante, ya que en estos casos el análisis se hace en forma independiente para cada sentido de circulación.



3.4.4 CONDICIONES PREVALECIENTES DEL TRÁNSITO QUE AFECTAN LA CAPACIDAD.

❖ Distribución direccional

En carreteras de dos carriles donde las maniobras de rebase en una dirección deben ocupar el carril en el flujo opuesto, el flujo de una dirección tiene impacto sobre el flujo en la dirección contraria. La capacidad ideal de 2,800 veh/hr (en ambas direcciones) está basada sobre la distribución de 50%- 50% del tránsito en las dos direcciones. Para cualquier otra distribución direccional, la capacidad decrece, llegando a un valor de 2,000 veh/hr cuando el tránsito está al 100% en una dirección.

❖ Vehículos pesados en el tránsito

Los vehículos pesados poseen mayores dimensiones que los coches y se mueven generalmente a menor velocidad que estos. Por ello si el tráfico que circula por una determinada vía se compone de un porcentaje significativo de pesados, se producirá una reducción de la capacidad de la vía, en comparación con un tráfico compuesto únicamente por vehículos ligeros. Este efecto depende del tipo de terreno, del porcentaje de vehículos pesados y del nivel de servicio o condición de operación de la vía.

❖ Condiciones prevaletientes de control que afectan la capacidad

➤ Límites de velocidad

Los límites de velocidad no afectan directamente la capacidad, la cual tiende a ocurrir velocidades relativamente bajas. Sin embargo, afectan la velocidad de flujo libre en una carretera y las



características de flujo. Esto se hace cierto cuando los límites de velocidad son irrazonablemente bajos y estrictamente forzados. En estudios realizados muestra que los conductores no se ven afectados por los límites de velocidad al menos que sean forzosos.

➤ Señales de tránsito

Las señales de tránsito dramáticamente afectan la capacidad y la calidad de flujo en las cercanías de una intersección con otra carretera. Una señal efectivamente regula que vehículo debe parar en la intersección

3.5 EFECTO DE VEHÍCULOS PESADOS.

La característica más importante que afecta la capacidad y el nivel de servicio es la presencia de vehículos pesados dentro del tránsito. El efecto de tales vehículos es doble:

- Los vehículos pesados son más largos que un vehículo normal.
- Los vehículos pesados tienen características de operación generalmente inferiores que los vehículos normales.

La segunda es la más importante, como se mencionó en el inciso anterior, los vehículos pesados son incapaces de mantener la misma velocidad que un vehículo normal en un tramo inclinado de la carretera.

Para tener en cuenta el efecto producido por este tipo de vehículos, se recurre a emplear el concepto de equivalencia en vehículos ligeros, es decir, el número de vehículos ligeros que produce el mismo efecto en el tráfico que un vehículo pesado.

Los vehículos pesados son colocados según el método INVIAS en las siguientes categorías distintas, como sigue:



- ❑ **Camiones.-** Son vehículos ocupados para transportar materiales, hacer fletes, trasladar maquinaria, etc. Hay una variedad de formas y longitudes, desde los camiones con dos ejes hasta los camiones de doble remolque. El promedio de relación entre peso y caballaje está dentro del rango de 125-150 lb./hp hasta 300-400 lb./hp, para los camiones más pesados.

- ❑ **Vehículos recreacionales.-** Estos son casas rodantes individuales o remolcadas por otro tipo de vehículo. El promedio de relación entre peso y caballaje para este tipo de vehículo está dentro del rango de 30-60 lb./hp. Estos vehículos regularmente no tienen prisa alguna en llegar a algún destino, ya que son conducidos por personas que únicamente buscan disfrutar del viaje como del paisaje que la carretera les brinda.

- ❑ **Buses extraurbanos.-** Son vehículos que transportan personas de un lugar a otro, pero que no hacen paradas seguidas dentro de la carretera para recoger o bajar pasajeros.
El promedio de relación entre peso y caballaje está dentro del rango de 100-135 lb./hp.

- ❑ **Buses locales del área.-** Son vehículos que hacen paradas continuas, parando en la orilla de la carretera para recoger o bajar pasajeros. El promedio de relación entre peso y caballaje está dentro del rango de 90-120 lb./hp. Este tipo de vehículos añaden otro efecto a la capacidad, ya que cuando paran bloquean una porción del carril o de la carretera.



CAPÍTULO IV ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD

4.1 METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO EN CARRETERAS.

4.1.1 CARRETERAS MULTICARRILES.

Se ha querido incluir dentro del análisis de las estructuras viales las secciones de carreteras múltiples como parte integral del presente análisis, pero en nuestro medio no se tiene aplicación, debido a que en nuestro medio no contamos este tipo de estructura, que permita la metodología.

4.1.1.1 Características Físicas y Funcionales.

Las carreteras de carriles múltiples o multicarriles son vías de circulación continua para tránsito de paso, con limitación parcial de acceso y no total como las autopistas. Difieren también de las autopistas en que pueden carecer de separador central y hasta tener uno que otro semáforo que obliga a detener el tránsito que circula por ellas.

De acuerdo con el HCM 2000 las vías multicarriles generalmente han mantenido características de velocidades entre los 60 a 90 km/h y los semáforos deben estar espaciados a más de tres kilómetros aproximadamente; si no, fuesen arterias urbanas. El HCM también dice que estas vías tienen normalmente cuatro o seis carriles y que su tránsito promedio diario anual (TPDA) se suele encontrar entre 15.000 y 40.000 Veh/día. Adicionalmente, las vías multicarriles en el ámbito americano a menudo suelen tener límites de velocidad con respecto a los límites de velocidad de las calles urbanas superiores en 10 ó 20 Km/h.



Aunque estas vías no son tan eficientes como las autopistas, representan un paso de avance sobre las carreteras de dos carriles, no solamente porque ofrecen más carriles al tránsito sino también porque los adelantamientos son más fáciles de efectuar en ellas pues requieren brechas mucho menores y no están limitados por distancias visibles (hacia adelante) muy cortas.

Las vías multicarriles en los entornos suburbano y rural tienen diferentes características operacionales que las autopistas, arterias urbanas y vías de dos carriles. Lo más notable de las vías multicarriles es no restringir completamente el acceso, desde las propiedades adyacentes; los cuales pueden ser intersecciones a nivel de prioridad o de semáforos ocasionales.

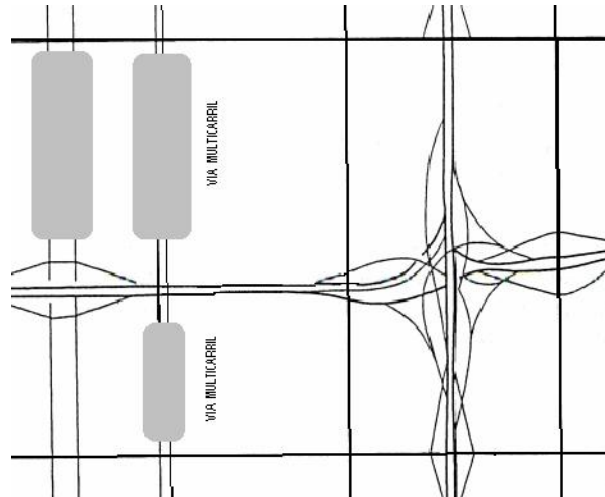
La fricción causada por la corriente del tráfico que se opone a los vehículos en las carreteras no divididas y el acceso a vías contribuye a una escena operacional diferente de estas. Las vías multicarriles varían entre el flujo no interrumpido de autopistas a las condiciones de flujo interrumpido por dispositivos de control que se presentan en las calles urbanas.

La capacidad de una vía multicarriles es la máxima proporción del flujo horario en que los vehículos razonablemente se desplazan en un segmento uniforme bajo el predominio de las condiciones de la vía y del tráfico.

La vía multicarriles se encuentra localizada entre intersecciones de prioridad o controladas con semáforo en distancias de hasta 3 Kilómetros. En la Figura 4.1.1 se ilustran esquemáticamente dos vías multicarriles.



FIG. 4.1.1 VÍA DE MÚLTIPLES CARRILES



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras. (HCM 2000)

Ciertas características distinguen una vía multicarril suburbana de vías rurales. Los vehículos pueden entrar o pueden dejar las vías multicarriles a las intersecciones y entradas de autos y ellos pueden encontrarse con semáforos.

Las normas para el diseño de las vías multicarriles tienden a ser más bajas que las normas para autopistas, aunque una vía multicarril se acerca a las condiciones de la autopista, esta última tiene en sus puntos de acceso y volúmenes de giro valores muy bajos, cercanos a cero. La escena visual y el terreno desarrollado a lo largo de las carreteras multicarril tienen un impacto mayor en los conductores que a lo largo de las autopistas.

La vía multicarril es similar a las calles urbanas en muchos aspectos, aunque le falta la regularidad de semáforos y tiende a tener mayor control en el número de puntos de acceso por kilómetro. También, sus normas tienen especificaciones, generalmente más altas que las registradas para las vías urbanas.

Las vías multicarril difieren substancialmente de las carreteras de dos carriles, principalmente porque el conductor en una vía multicarril puede sobrepasar a



los vehículos que llevan menor velocidad sin usar los carriles que se han designado para el tráfico de sentido contrario. Las vías multicarriles también tienden a ser localizadas cerca de las áreas urbanas y a menudo conectar las áreas urbanas; estas vías normalmente tienen características de diseño mejores que las vías de dos carriles, incluyendo la curvatura horizontal y vertical.

4.1.1.2 Condiciones Básicas Para el Análisis.

Estas condiciones son las que aparecen en la versión de HCM200. Se aplica sólo a segmentos de vías de flujo no interrumpido donde la circulación es continua y donde puede haber entradas de vehículos desde calles transversales o propiedades, pero donde no hay estacionamientos, paraderos de buses ni peatones.

El procedimiento considera los atributos fijos de la vía, el tránsito y el control que se reflejan en la velocidad a flujo libre. Estos pueden ser pendientes, curvatura, ancho de carril, presencia o ausencia de separador central, velocidad máxima permitida, características de los conductores y vehículos, buen estado del tiempo, buena visibilidad y ausencia de accidentes. En condiciones ideales se supone que esta velocidad debe ser igual o mayor a 100 km/h. Los requisitos que establecen estas condiciones son:

- Ancho mínimo de carril = 3.6 metros.
- Mínima distancia libre lateral total en la dirección de viaje, como representación de las distancias totales laterales desde el borde de los carriles a las obstrucciones a lo largo del borde del camino (lateral derecha) y en el separador (lateral izquierda), deberán sumar hasta 3.6 m. (la distancia libre lateral mayor que 1.8 m en cada uno de los bordes se considera en los cálculos igual a 1.8 m).



- Corriente del tráfico compuesta exclusivamente por vehículos de pasajeros.
- Espaciamiento entre intercambiadores cada 3 Km. o más.
- No contar con accesos directos a lo largo del segmento analizado.
- Vía multicarril dividida por una separación física central.
- Velocidad a flujo libre (VFL) superior a 100 Km./h.

4.1.1.3 Limitaciones de la Metodología.

Así mismo se establecen unas limitaciones para la aplicación de ésta metodología las cuales se plantean a continuación:

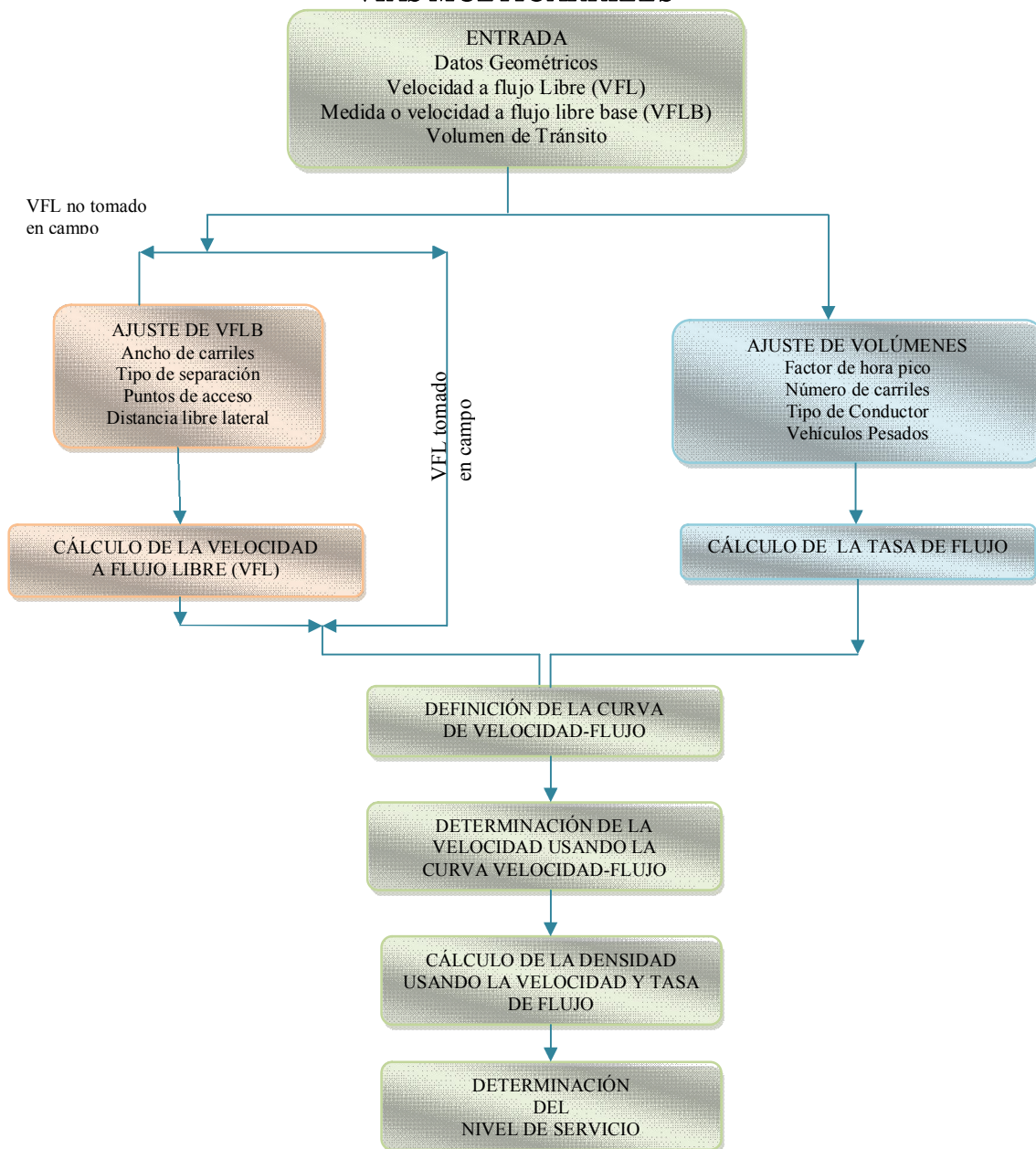
- Obstáculos transitorios causados por construcción, accidentes, o cruces con ferrocarriles.
- Interferencia causada por maniobras de parqueo o estacionamiento en las bermas (como en la vecindad de una tienda rural, mercado o atracción turística).
- Sección transversal de tres carriles.
- El efecto de eliminación o adición de carriles al inicio o terminación del segmento analizado.
- Posibles colas y demoras en las transiciones de un segmento de la vía multicarril con una vía de dos carriles.
- Diferencias entre los separadores y los carriles de giro a la izquierda.
- Velocidades de flujo libre menores a los 70 km/h y por encima de los 100 km/h.

4.1.1.4 METODOLOGÍA.

La entrada y el orden del método de cálculo para las vías multicarriles, se realiza como se esquematiza en la Figura 4.1.2



FIGURA 4.1.2 ESQUEMA METODOLÓGICO PARA EL ANÁLISIS DE
VÍAS MULTICARRILES



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.1.4.1 Niveles de Servicio.

Aunque la velocidad es una preocupación mayor de los conductores, la libertad para maniobrar dentro de la corriente de tráfico y la proximidad a otros vehículos también es importante. El criterio de los niveles de servicio, está basado en las curvas mostradas de velocidad – flujo típico y relaciones de densidad - flujo correspondiendo a un valor constante de densidad.

- **Nivel de Servicio A:** Describe el funcionamiento a flujo libre. La operación de los vehículos no se encuentra perturbada por la presencia de otros vehículos ni las operaciones se encuentran restringidas por las condiciones geométricas. La maniobrabilidad con el tráfico es buena. Los efectos de incidentes menores o averías en un punto son fácilmente absorbidos en este nivel sin cambiar la velocidad de viaje.

- **Nivel de Servicio B:** Este nivel de servicio también indica el flujo libre, aunque la presencia de otros vehículos se vuelve notable. Las velocidades medias de viaje son igual que en el nivel de servicio A, pero los conductores tienen menos libertad para maniobrar. Todavía se absorben fácilmente las rupturas menores locales en un punto, el deterioro en el nivel de servicio es más obvio.

- **Nivel de Servicio C:** El nivel de servicio C, marca la influencia de densidad de tráfico en el funcionamiento. La habilidad de maniobrar dentro de la corriente de tráfico está claramente afectada por la presencia de otros vehículos. En las vías multicarriles con una velocidad a flujo libre, VFL sobre los 80 Km./h, las velocidades de viaje se reducen un poco. Las rupturas menores pueden causar un



deterioro local serio en el servicio, y se pueden formar colas detrás de cualquier ruptura de tráfico significativa.

- ✚ **Nivel de Servicio D:** El nivel de servicio D, la habilidad de maniobrar se restringe severamente a la congestión de tráfico. La velocidad de viaje está reducida debido al aumento del volumen creciente. Sólo rupturas menores pueden ser absorbidas sin formación de colas extensas y el servicio está seriamente deteriorado.

- ✚ **Nivel de Servicio E:** Este nivel de servicio representa el funcionamiento cercano de la capacidad de la vía, es un nivel inestable. Las densidades varían, mientras dependan de la velocidad a flujo libre que experimenta la corriente de tráfico. Los vehículos se encuentran operando con un mínimo espaciamiento para mantener un flujo uniforme. No pueden disiparse las rupturas prontamente y se causan a menudo colas que llegan a deteriorar el nivel de servicio a F. Para la mayoría de vías multicarriles con velocidad a flujo libre entre 70 y 100 Km./h, la velocidad media de los vehículos livianos se registran en el rango de 68 a 88 Km./h pero es muy inconstante e imprevisible.

- ✚ **Nivel de Servicio F:** Representa condiciones de flujo forzado o de ruptura. Ocurre cuando los vehículos que llegan, son mayores que la proporción a que ellos se descargan o cuando la demanda de previsión excede la capacidad computada de un medio planeado. Aunque los funcionamientos a estos puntos y en las secciones inmediatamente corriente arriba parece estar a la capacidad, las colas se forman detrás de estos puntos de ruptura.



El funcionamiento dentro de las colas es muy inestable, con vehículos que experimentan periodos breves de movimientos seguidos por bloqueos. Las velocidades de viaje dentro de las colas generalmente son menores a los 48 Km./h.

Aunque el punto de ruptura crea la formación de colas, el funcionamiento dentro de la cola generalmente no se relaciona con las deficiencias a lo largo del segmento de la vía multicarril.

En la Tabla 4.1.1 se presentan los criterios de los niveles de servicio para velocidades a flujo libre de 100 Km./h., 90 Km./h., 80 Km./h y 70 Km./h.



**TABLA 4.1.1 CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS
NIVELES DE SERVICIO EN VÍAS MULTICARRILES**

		Nivel de Servicio				
Velocidad a Flujo Libre	Criterio	A	B	C	D	E
100 km/h	Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	25
	Velocidad media (km/h)	100	100	98.4	91.5	88
	Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.32	0.50	0.72	0.92	1
	Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	700	1100	1575	2015	2200
100 km/h	Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	19	22	26
	Velocidad media (km/h)	90	90	89.8	84.7	80.8
	Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.30	0.47	0.68	0.89	1
	Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	630	990	1435	1860	2100
80 km/h	Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	27
	Velocidad media (km/h)	80	80	80	77.6	74.1
	Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.28	0.44	0.64	0.85	1
	Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	560	880	1280	1705	2000
70 km/h	Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	28
	Velocidad media (km/h)	70	70	70	69.6	67.9
	Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.26	0.41	0.59	0.81	1
	Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	490	770	1120	1530	1900

Nota:

La relación matemática exacta entre la densidad y la relación volumen capacidad no siempre ha sido mantenido en los límites del nivel de servicio debido al uso de valores redondeados. La densidad es el principal determinante del nivel de servicio. El nivel de servicio F está caracterizado por un flujo de tráfico altamente variable e inestable. Las predicciones exactas de la tasa de flujo, la densidad y la velocidad son muy difíciles de obtener en un nivel de servicio F.

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (2000)



El valor superior mostrado para un nivel de servicio E (28 vehículos livianos/km/carril) es la densidad máxima a la que se espera que los flujos a capacidad ocurran.

4.1.1.5 Determinación de la Velocidad a Flujo Libre.

La velocidad a flujo libre (VFL) corresponde a la velocidad del tráfico a un volumen bajo y una baja densidad. Los conductores que viajan por la vía multicarril a velocidad de flujo libre se sienten viajando cómodos bajo las condiciones físicas, medioambientales, y de control de tráfico sin congestionamientos en su sección. Las velocidades de flujo libre serán más bajas en las secciones de la vía multicarril con restricciones de los alineamientos verticales u horizontales.

De la misma forma la velocidad a flujo libre tiende a ser más baja cuando se anuncian límites de velocidad. La importancia de la velocidad a flujo libre es el punto de inicio para analizar capacidad y nivel de servicio para las condiciones de flujo sin interrupción. La velocidad a flujo libre, VFL para las vías multicarriles es la velocidad media de los automóviles livianos bajo condiciones de flujo de tráfico de bajo a moderado.

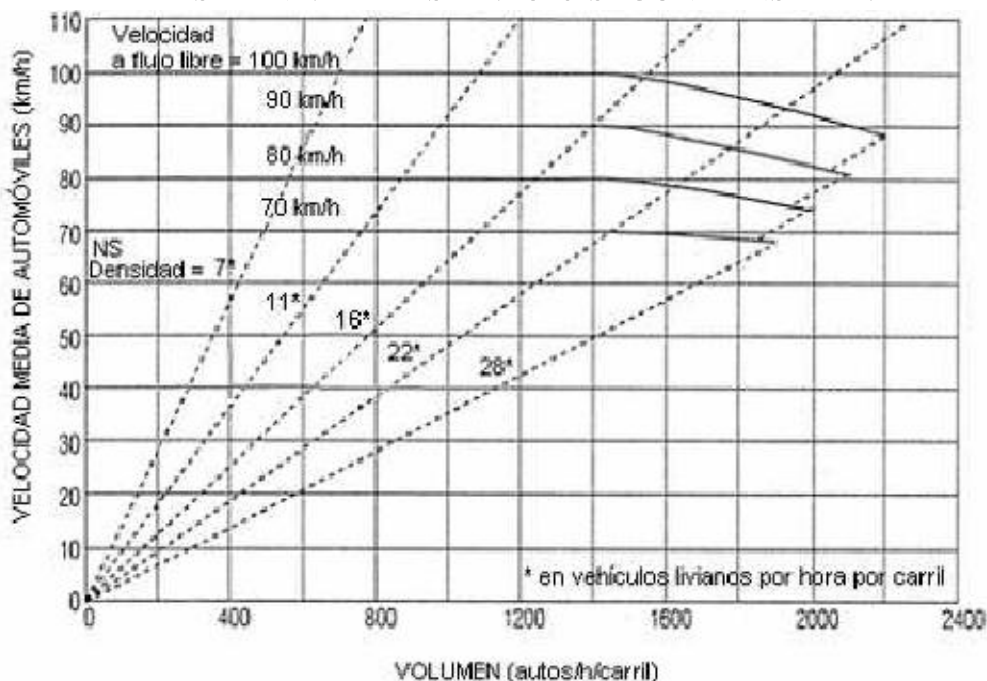
La Figura 4.1.3 muestra las curvas velocidad-volumen que se han adoptado en este procedimiento. Son curvas paralelas y lo extraordinario en ellas es que permanecen horizontales hasta un volumen de unos 1400 vehículos/h/carril. Después descienden muy levemente. Es decir, que las velocidades a flujo libre se mantienen hasta que se alcanza este volumen.

Las rectas inclinadas representan lugares geométricos de una misma densidad que además limita dos niveles de servicio contiguos. En virtud de la ecuación fundamental del tránsito (densidad = volumen / velocidad), que establece una



relación lineal, como todas esas rectas pasan por el origen de coordenadas, la tangente del ángulo que forman con el eje de las ordenadas representa la densidad. Al ser los cambios de velocidad casi insignificantes, el aumento de densidad es casi proporcional al aumento de volumen, circunstancia que influyó mucho para que la densidad fuera seleccionada como parámetro para determinar el nivel de servicio.

FIGURA 4.1.3 CURVAS VELOCIDAD MEDIA-VOLUMEN PARA
LÍMITES DE NIVEL DE SERVICIO SEGÚN DENSIDAD.



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

La densidad máxima para el nivel de servicio E ocurre cuando la relación v/c es igual a 1. Para los valores 25, 26, 27 y 28 veh/km/carril corresponden velocidades de 100, 90, 80 y 70 km/h, respectivamente. La capacidad varía según la velocidad a flujo libre. Capacidades de 2200, 2100, 2000 y 1900 veh/km/carril corresponden velocidades de 100, 90, 80 y 70 km/h, respectivamente.



f_M = Factor de ajuste por tipo de separador que se presenta [Km/h]

f_A = Factor de ajuste por puntos de acceso [Km/h]ED

4.1.1.5.1 Factor de Ajuste por Ancho de Carril.

La condición base del ancho del carril es de 3.6 m. Cuando el ancho promedio de todos los carriles es menor que 3.6 m, la velocidad de flujo libre base, BFFS se reduce. No existen datos sobre los factores de ajuste para carriles menores de 3.0 metros, los factores de ajuste se presentan en la Tabla 4.1.2

TABLA 4.1.2 FACTOR DE AJUSTE POR ANCHO DE CARRIL

Ancho de Carril (m)	Reducción en Velocidad a flujo libre (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.1.5.2 Factor de Ajuste por Distancia Libre Lateral.

Las reducciones de velocidad causadas por la distancia libre lateral para las obstrucciones fijas en la orilla de la vía o en el separador, se consideran entre otras las siguientes: señales, árboles, estribos de puentes, puentes de trenes, barreras del tráfico, y muros de contención; los sardineles no son considerados



como obstrucciones. Para las vías multicarriles se ha definido el efecto de la distancia libre lateral total mediante la expresión:

ECUACIÓN 14

Dónde:

TLC = distancia libre lateral total [m]

LCR = distancia libre lateral desde el borde derecho del carril de la vía hasta la presencia de obstáculos (si es mayor a 1.80 m, utilice 1.8 m) [m]

LCL = distancia libre lateral desde el borde izquierdo del carril de la vía hasta la presencia de obstáculos (si es mayor a 1.80 m, utilice 1.8 m).

Para vías sin separador no se presenta ningún factor de ajuste para la distancia libre lateral izquierda, debido a que el ajuste se considera en el factor de ajuste por tipo de separador, así mismo cuando se presentan carriles de giro a la izquierda (TWLTLs), se considera también un valor de 1.8 m [m]

A continuación en la Tabla 4.1.3 se presentan el factor de reducción en la velocidad a flujo libre de acuerdo con la distancia lateral y el número de carriles que ofrezca la vía.



TABLA 4.1.3 FACTOR DE AJUSTE POR DISTANCIA LIBRE
LATERAL

EN VÍAS DE CUATRO CARRILES		EN VÍAS DE SEIS CARRILES	
Distancia libre lateral total (m)	Reducción de la velocidad a flujo libre (km/h)	Distancia libre lateral total (m)	Reducción de la velocidad a 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

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Así, una distancia libre lateral total de 3.6 metros es usada para una vía completamente sin obstrucciones; sin embargo, el actual valor es usado cuando las obstrucciones se localizan cerca de la vía. El factor de ajuste de la distancia libre lateral para vías multicarriles de seis carriles es ligeramente menor que para las vías de cuatro carriles porque las obstrucciones laterales tienen un efecto mínimo en el funcionamiento del tráfico en el carril del centro de una vía de tres carriles.

4.1.1.5.3 Factor De Ajuste Por Tipo De Separador.

Las vías multicarriles se pueden presentar divididas, o no divididas, el factor de ajuste por tipo de separador, considera la fricción causada por la corriente de tráfico que se opone al movimiento en un carril adyacente. La Tabla 4.1.4 proporciona los ajustes para reflejar el efecto del tipo de separador.



TABLA 4.1.4 FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE SEPARADOR

Tipo de Separador	Reducción de la velocidad a flujo libre (km/h)
Vías sin división	2.6
Vías con división (incluyendo TWLTL)	0.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.1.5.4 Factor de Ajuste por densidad de Puntos de Acceso.

El factor de ajuste para varios niveles de densidad de puntos de acceso, son considerados por kilómetro, los datos indican que para cada punto de acceso por kilómetro, las disminuciones de la velocidad a flujo libre, VFL estiman que se reducen en aproximadamente 4 km/h sin importar el tipo de separador. La densidad de los puntos de acceso en una vía multicarril dividida es determinada al dividir el número total de puntos de acceso (es decir, intersecciones y entradas de autos) en el lado derecho de la carretera en la dirección de viaje por la longitud total del segmento dado en kilómetros. Una intersección o entrada de autos sólo deben ser incluida si influye en el flujo de tráfico. Los puntos de acceso inadvertidos por el conductor o con poca actividad no deben ser incluidas para determinar la densidad de puntos de acceso.

Aunque los ajustes de la densidad de puntos de acceso no incluyen los datos para las carreteras multicarriles de sentido único, podría ser apropiado incluir intersecciones y entradas de autos en ambos lados de una vía de sentido único para determinar el número total de puntos de acceso por kilómetro. En la Tabla 4.1.5 se presentan los factores de ajuste por la densidad de puntos de acceso.



TABLA 4.1.5 FACTOR DE AJUSTE POR DENSIDAD DE PUNTOS DE
ACCESO

Puntos de acceso por kilómetro	Reducción de la velocidad a flujo libre (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥24	16.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.1.6 Determinación de la Tasa de Flujo

La proporción de flujo en cada hora deberá reflejar la influencia de vehículos pesados y la variación temporal de la variación del flujo de tráfico durante una hora, así como las características de la población de conductores o usuarios. Estos efectos se reflejan justando los volúmenes de cada hora que se presentan típicamente en vehículos mixtos por hora (veh/h), para llegar así a una tasa de flujo de vehículos equivalentes en autos livianos (vehículos livianos de pasajeros/h). La tasa de flujo de vehículos livianos equivalente es el resultado de calcular el factor de equivalencia del vehículo pesado en vehículos livianos. La Ecuación que se presenta a continuación se utiliza para calcular la tasa de flujo de vehículos equivalentes.

————— ECUACIÓN 15

Dónde:



VP = tasa de flujo equivalente en 15 minutos [vh/h/carril]

V = volumen horario [vh/h/sentido]

FHP = factor de hora pico

N = número de carriles por sentido

= factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

= factor de ajuste por tipo de conductores

4.1.1.6.1 Factor de Hora Pico.

El factor de la hora pico (FHP) representa la variación en la circulación dentro de una hora. Las observaciones de la circulación indican constantemente que los caudales encontrados en el período de 15 minutos del pico dentro de una hora no se encuentran sostenidos a través de la hora completa. El uso del factor de la hora pico en la ecuación anterior está considerando este fenómeno.

En vías multicarriles, los valores típicos del factor de Hora Pico, FHP varía entre 0,80 a 0,95. un factor de hora pico, FHP bajo es característico de condiciones rurales.

Factores altos son condiciones típicas de entornos urbanos y suburbanos en condiciones de hora pico. Los datos del campo deben ser utilizados en lo posible para desarrollar el cálculo del factor de hora pico, FHP de condiciones locales.

4.1.1.6.2 Factor de Ajuste por Presencia de Vehículos Pesados.

Los volúmenes de tráfico de las vías multicarriles generalmente incluyen una mezcla de diferentes tipos de vehículos (autos, buses y camiones), estos deberán ajustarse a una proporción de flujo equivalente expresada en vehículos



de pasajero por hora por el segmento básico de autopista. Este ajuste se realiza usando el factor de ajuste . Una vez se encuentran los valores de equivalentes de Camiones, y de vehículos recreacionales, el factor de ajuste es determinado usando la ecuación que se presenta a continuación:

ECUACIÓN 16

Dónde:

E_T, E_R = factores de equivalencia de camiones o vehículos recreacionales en vehículos de pasajeros (RV) dentro de la corriente del tráfico respectivamente

P_T, P_R = porcentaje de camiones y vehículos recreacionales en la corriente del tráfico respectivamente

f_{HV} = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

Los ajustes para los vehículos pesados de la corriente del tráfico se refieren a tres tipos de vehículos: camiones, buses, y vehículos recreativos. No hay ninguna evidencia para indicar las diferencias entre el comportamiento de los camiones y los buses en las vías multicarriles, y por consiguiente se tratan camiones y buses idénticamente.

En muchos casos, los camiones serán los únicos vehículos que se presenten en la corriente del tráfico a un grado significativo. Donde el porcentaje de vehículos recreacionales sea bajo comparado con el porcentaje de camiones, a veces es conveniente considerar todos los vehículos pesados como camiones. Hacer esto es generalmente aceptable donde el porcentaje de camiones y buses es por lo menos de cinco veces el porcentaje de vehículos recreacionales.



El factor f_{HV} se calcula en un proceso de dos pasos. Primero, se determina el factor de equivalencia (E_T) y los factores de equivalencia de camiones o vehículos recreacionales en vehículos de pasajeros (RV), bajo las condiciones prevalecientes de operación. El segundo paso consiste en la utilización de los valores de E_T y E_R para el cálculo del factor de ajuste por vehículos pesados f_{HV} , en la corriente del tráfico.

El efecto de los vehículos pesados en la corriente del tráfico depende de las condiciones de pendientes, así como de la composición de los volúmenes de tráfico. Pueden seleccionarse los factores de equivalencia de vehículos de pasajero para una de las tres condiciones siguientes: los segmentos extendidos de autopista, pendientes ascendentes y pendientes descendentes.

4.1.1.6.2.1 Segmentos Generales de Carreteras.

Para segmentos largos de carreteras en el que no se encuentra ninguna pendiente que tenga impacto significativo en la operación, se pueden usar los valores de los equivalentes para camiones y buses (ET) y vehículos recreacionales (ER) que se muestran en la Tabla 4.6.6.

Un segmento largo de carretera de múltiples carriles puede ser clasificado como un segmento general de carretera si una pendiente que sea mayor de 3% no es más larga de 0.8 km y si una pendiente de 3% ó menos no excede los 1.6 km.



TABLA 4.1.6 EQUIVALENTE E_T Y E_R EN SEGMENTOS
GENERALES DE CARRETERA

Factor	Tipo de Terreno		
	Nivel	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones y buses)	1.5	2.5	4.5
E_R (RV)	1.2	2.0	4.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.1.6.2.2 Pendientes Específicas.

Cualquier pendiente de 3% o menos que es más larga que 1.6 km o una pendiente mayor que 3% que es más larga de 0.8 km debe ser tratada como una pendiente específica aislada. Adicionalmente, las pendientes positivas y negativas deben ser tratadas separadamente, debido a que el impacto de los vehículos pesados difiere substancialmente en cada una de ellas. Siempre que un segmento extendido se use, el análisis del terreno debe ser clasificado como a nivel, ondulado o montañoso.

❏ **Terreno a nivel:** El terreno a nivel es cualquier combinación de pendientes horizontal y vertical en la que los vehículos pesados pueden mantener la misma velocidad de los vehículos de pasajeros. Este tipo de terreno incluye pendientes cortas y no mayores al 2 por ciento.

❏ **Terreno ondulado:** El terreno ondulado es cualquier combinación de pendientes horizontales y verticales que causa en los vehículos pesados una reducción sustancial de la velocidad, por debajo de los automóviles de pasajeros, pero esto no causa que los vehículos pesados deban operar a



velocidades de arrastramiento para alguna longitud significativa de tiempo o a intervalos frecuentes.

La velocidad de arrastramiento es la máxima velocidad sostenida que los camiones pueden mantener en una pendiente ascendente extendida en un tanto por ciento dados. Si alguna pendiente es demasiado larga durante mucho tiempo, se obligará a los camiones a disminuir la velocidad a la velocidad de arrastramiento que ellos pueden entonces mantener para las distancias extendidas.

■ **Terreno montañoso:** El terreno montañoso es cualquier combinación de pendiente horizontal y vertical que causa en los vehículos pesados una operación a velocidades de arrastramiento para distancias significativas o a intervalos frecuentes.

a) **Equivalencias para pendientes específicas de ascenso.-** Los factores de equivalencia para las pendientes específicas de ascenso se presentan en la Tabla 4.1.7 y en la Tabla 4.1.8, donde se presentan los valores de E_T y E_R para los segmentos de ascenso, respectivamente. Estos factores varían con la variación de la pendiente en porcentaje, la longitud de la autopista, y la proporción de vehículos pesados en la corriente del tráfico. Los valores máximos de E_T y E_R ocurren cuando hay sólo unos vehículos pesados. Los factores de equivalencia disminuyen como el número de los vehículos pesados se incrementa, porque estos vehículos tienden a formar pelotones y tener características de operación más uniforme como un grupo de automóviles de los pasajeros.

b) **Equivalentes para pendientes de descenso.-** Hay pocos datos específicos en el efecto de vehículos pesados en la corriente del flujo de tráfico en los descensos. Para vías multicarriles, las condiciones de buses y camiones en vías de cuatro y seis carriles se encuentran representadas por en la Tabla



4.1.9. Para pendientes menores al 4 por ciento y longitud menor a 3.2 kilómetros, se deben usar como equivalentes los valores determinados para las condiciones a nivel. Para las pendientes mayores al 4 por ciento y longitudes mayores a 3.2 kilómetros se deben utilizar los valores dados en la Tabla 4.1.9.

Para todos los casos, los vehículos recreacionales RV, pueden tratarse en descensos como si se tratara de terreno a nivel.

- c) **Equivalentes para pendientes compuestas.**- El alineamiento vertical de la mayoría de las vías multicarriles resulta en una serie continua de pendientes. Es a menudo necesario determinar el efecto de una serie de pendientes significativas en una sucesión. La técnica seguida es realizar el cálculo de la pendiente media al punto en cuestión. La pendiente media se define como el levantamiento total del principio de la pendiente compuesta dividida por la longitud de la pendiente.

La pendiente media es un acercamiento aceptable para pendientes en que todas las subdivisiones están menos del 4 % de la longitud total de la pendiente compuesta y es menos de 1.200 metros.



TABLA 4.1.7 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES ESPECÍFICAS
DE ASCENSO PARA BUSES Y CAMIONES

Pendiente (%)	Longitud (km)	E _T								
		Porcentaje de Buses y Camiones								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	≥ 2-3	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		>0.4-0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		>0.8-1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		>1.2-1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5
		>1.6-2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
		>2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
≥ 3-4	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	>0.4-0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	
	>0.8-1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	
	>1.2-1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	
	>1.6-2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	
	>2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	
≥ 4-5	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	>0.4-0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	
	>0.8-1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	
	>1.2-1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	
	>1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	
≥ 5-6	0.0-0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	>0.4-0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	
	>0.5-0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	
	>0.8-1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	
	>1.2-1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	
	>1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
6	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	
	>0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	
	>0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	
	>1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	
	>1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



Tabla 4.1.8 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES ESPECÍFICAS
DE ASCENSO PARA VEHÍCULOS RECREATIVOS

Pendiente (%)	Longitud (km)	E _R								
		Porcentaje de Buses y Camiones								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	Todas	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
> 2-3	0.0 – 0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.8	3.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
> 3-4	0.0 – 0.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.4-0.8	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
> 4-5	0.0 – 0.4	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 0.8	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
> 5	0.0 – 0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	> 0.4-0.8	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	> 0.8	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



TABLA 4.1.9 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES EN
DESCENSO PARA BUSES Y CAMIONES

Pendiente negativa (cuesta abajo)	Longitud (km)	E _T			
		Porcentaje de camiones			
		5	10	15	20
< 4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	> 6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
> 5-6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 5-6	> 6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
> 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 6	> 6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.1.6.3 Factor de Ajuste por la Población de Conductores.

Las características de la corriente de tráfico que son la base de esta metodología son representativas de conductores viajeros regulares en la corriente de tráfico en la que la mayoría de los conductores está familiarizada con el medio por el cual circula. Generalmente se acepta que las corrientes de tráfico con características diferentes (por ejemplo, conductores de vehículos recreacionales) utilizan la vía multicarril menos eficazmente. Considerando que los datos e información varían substancialmente, se han encontrado capacidades más bajas en fines de semana, particularmente en las áreas recreativas. Generalmente puede asumirse que la reducción en la capacidad (Nivel de Servicio E) se extiende para servir los volúmenes también para otros niveles de servicio.



El fP, factor de ajuste se usa para reflejar este efecto. Los valores de rango del fP varían de 0.85 a 1.00 en general, el analista debe seleccionar 1.00 que refleja el tráfico del viajero común (es decir, los usuarios familiares), a menos que haya evidencia suficiente que un valor más bajo debe aplicarse. Donde la exactitud mayor se necesite, se recomienda realizar un estudio del tipo de viajero y del flujo de tráfico recreativo y de velocidades.

4.1.1.7 Determinación del Nivel de Servicio.

- El primer paso para determinar el nivel de servicio para una vía multicarril consiste en definir y segmentar la vía multicarril apropiadamente.
- En segundo lugar, se debe estimar la velocidad a flujo libre VFL, por medición o a partir de un valor base, con lo cual se construye una curva de volumen-velocidad apropiada de la misma forma como se presentan las curvas típicas de la Figura 4.1.3.
- Para el tercer paso, teniendo la tasa de flujo, V_p y la curva de volumen-velocidad construida, se lee la velocidad media del automóvil de pasajero en el eje Y de la mencionada Figura 4.1.3.
- El próximo paso es calcular la densidad utilizando la Ecuación que se presenta a continuación:

— ECUACIÓN 17

Dónde:

D = densidad [autos/Km/carril]

VP = Tasa de flujo [autos/Km/carril]

S = Velocidad media de los autos [Km/h]



Finalmente, el nivel de servicio de la vía multicarril se determina comparando la densidad calculada D con la presentada en la Tabla 4.1.3.

4.1.1.7.1 Segmentación de la Vía Multicarril.

Se aplican los procedimientos descritos en este capítulo a los segmentos homogéneos de vías multicarriles para el cual las que afectan la velocidad son constantes, es necesario que el analista divida una sección de vía multicarril en segmentos separados para el análisis. Las condiciones siguientes generalmente hacen considerar segmentos diferentes:

- ◆ Cambio en el número de carriles a lo largo de la vía multicarril.
- ◆ Cambio en el tipo de separador a lo largo de la vía multicarril.
- ◆ Cambio de pendiente en un 2 por ciento o más, o incremento de la pendiente ascendente en más de 1220 m.
- ◆ Presencia de dispositivos de control de tráfico, como semáforos o señales de parada a lo largo de la vía multicarril
- ◆ Cambio significativo en la densidad de puntos de acceso
- ◆ Cambio en los límites de velocidad
- ◆ Presencia de una condición de cuello de botella.

En general, al segmentar una vía multicarril para el análisis, la longitud mínima de un segmento en estudio, debe ser 760 metros. También, los límites de segmentos del estudio deben ser no menores a 0.4 Km. a una intersección semaforizada. Los procedimientos del capítulo están basados en condiciones observadas en un segmento de la vía multicarril extendido con las características físicas generalmente consistentes.



4.1.2 SEGMENTO BÁSICO DE AUTOPISTAS.

Lo mismo se ha incluido dentro del análisis de las estructuras viales las secciones básicas de autopista como parte integral del presente análisis, sin embargo es necesario resaltar que en nuestro medio no se tiene aplicación, pues la ciudad no cuenta con este tipo de estructura, que permita validar su aplicación metodológica.

4.1.2.1 Características Físicas y Funcionales.

Una autopista se define como una carretera dividida con control total de accesos y con dos o más carriles para el uso exclusivo de tráfico en cada dirección. Las autopistas proporcionan el flujo sin interrupciones. No hay ninguna intersección señalizada o elemento que detenga el flujo o lo controle, el acceso directo y de la propiedad adyacente no se permite, quedando únicamente permitido el acceso a la autopista en las situaciones donde se presenten rampas.

Las direcciones contrarias de flujo están continuamente separadas por una barrera levantada, un separador a nivel, o un separador levantado continuamente.

Las condiciones de operación en una autopista principalmente son el resultado de las interacciones entre los vehículos y conductores en la corriente del tráfico y entre los vehículos, conductores y las características geométricas de la autopista.

La operación también puede ser afectada por las condiciones medioambientales, como el tiempo, luminosidad, por las condiciones del pavimento, y por la ocurrencia de accidentes de tráfico.

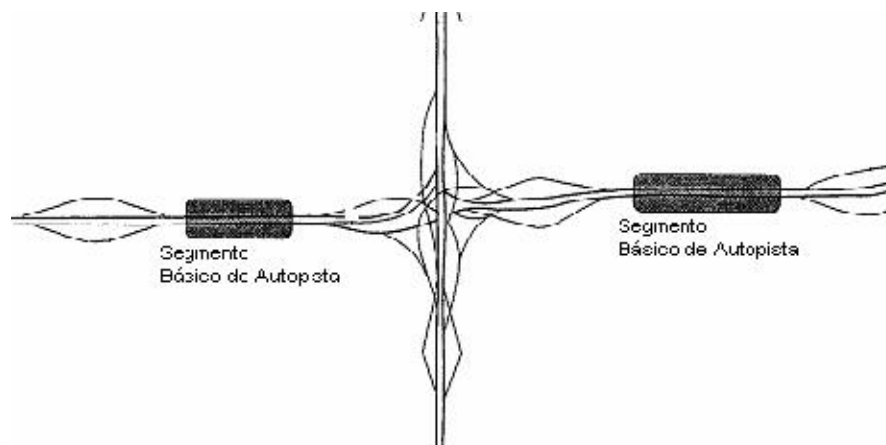
Una vía de peajes, es similar a una autopista, sólo que los peajes se encuentran en puntos designados a lo largo de la infraestructura. Aunque la colección de peajes normalmente involucra interrupciones de tráfico, estos medios



generalmente pueden tratarse como las autopistas. Sin embargo, debe prestarse la atención especial a las únicas características, las represiones y retrasos causados por los medios de recaudación por peaje.

El sistema de la autopista es el total de la suma de todos los elementos en un área dada. El analista debe comprender que los elementos de la autopista pueden tener otras interacciones con otros cercanos, así como las calles locales y deberá tener cuidado para considerar las interacciones con estos otros medios. El funcionamiento de la autopista puede afectarse cuando la demanda excede la capacidad en las partes cercanas de la calle local o sistema de la autopista o cuando la capacidad de la calle o rampa que miden el sistema limita la demanda que se acerca a la autopista.

FIGURA 4.2.1 SEGMENTO O SECCIÓN BÁSICA DE AUTOPISTA.



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Si la malla vial no puede acomodarse a la demanda que sale de la autopista, la sobresaturación de la malla puede producir colas que retroceden hacia la autopista y que adversamente afectan el funcionamiento de la autopista. En el efecto, la capacidad limitada de la malla vial reduce la capacidad efectiva de la rampa de salida. Por consiguiente, si el flujo corriente arriba de las vías puede acomodar la demanda de salida de la autopista esta puede ser un factor



importante en el análisis de los medios de la autopista que se refleja en su funcionamiento.

Igualmente, la presencia de mediciones en la rampa afecta la demanda de la autopista y debe tenerse en cuenta para analizar el medio de la autopista.

También se asumen que los medios de la autopista no tendrán ninguna interacción con autopistas adyacentes. Las condiciones de flujo libre deben existir corriente arriba y corriente abajo de la estructura que se está analizando. En otros términos, el análisis de un medio de la autopista puede hacerse sólo localmente con sobresaturación dentro de su dominio del tiempo espacio.

Los segmentos básicos de autopista son aquellas que se encuentran fuera del área de influencia de rampas o de áreas de entrecruzamiento de la autopista.

Para ilustrar dicho concepto la Figura 4.4 muestra lo mínimo referente a un segmento básico de autopista.

4.1.2.2 Condiciones Básicas Para el Análisis.

Las condiciones básicas bajo las cuales se alcanza la capacidad total de un segmento básico de autopista, son: buen estado del tiempo, buena visibilidad, y ningún evento o accidente. Para el procedimiento de análisis se asume que estas condiciones básicas existen. Si cualquiera de estas condiciones no existe, la velocidad, el nivel de servicio y la capacidad del segmento básico de la autopista tiende a reducirse.

La relación de velocidad-flujo-densidad específica de un segmento básico de la autopista, depende del tráfico prevaleciente y de las condiciones de la carretera.

Se pueden establecer unas mínimas condiciones para los segmentos básicos de la autopista.



Estas condiciones sirven como punto de partida para la metodología de análisis.

- ❑ Ancho mínimo de carril = 3.6 m.
- ❑ Mínima distancia libre lateral de la berma derecha entre el borde del carril y el obstáculo más cercano u objeto que influyen en la conducta del tráfico de 1.8 m.
- ❑ Mínima distancia libre lateral en el separador del medio de 0.6 m.
- ❑ Corriente del tráfico compuesta exclusivamente por vehículos de pasajeros.
- ❑ Cinco o más carriles para una dirección (sólo en las áreas urbanas).
- ❑ Espaciamiento entre intercambiadores cada a 3 Km. o más.
- ❑ Terreno a nivel, con pendientes no mayores al 2 %.
- ❑ Población de conductores compuesta principalmente de usuarios regulares de la Autopista.

Estas condiciones base representan un nivel de operación alto, con una velocidad de flujo libre (VFL) de 110 km/h o mayor.

4.1.2.3 Limitaciones de la Metodología.

Las limitaciones para la aplicación de ésta metodología se plantean a continuación:

- ❑ Carriles especiales, reservados para un solo tipo de vehículo, como el caso de los carriles para vehículos de alta ocupación, carriles para camiones, y carriles de subida (adelantamiento).
- ❑ Segmentos extensos sobre puentes y túneles.
- ❑ Segmentos cercanos a un peaje.
- ❑ Autopistas con velocidades de flujo libre por debajo de los 90 km./h o más de 120 km./h.
- ❑ Condiciones de demanda que sobrepasen la capacidad.
- ❑ Influencia de bloqueos o colas en el segmento.



- Velocidades límites, la magnitud de entrada policíaca, o la presencia de sistemas inteligentes de transporte relacionadas con el vehículo o guía a los conductores.
- Efectos de las rampas de entrada.

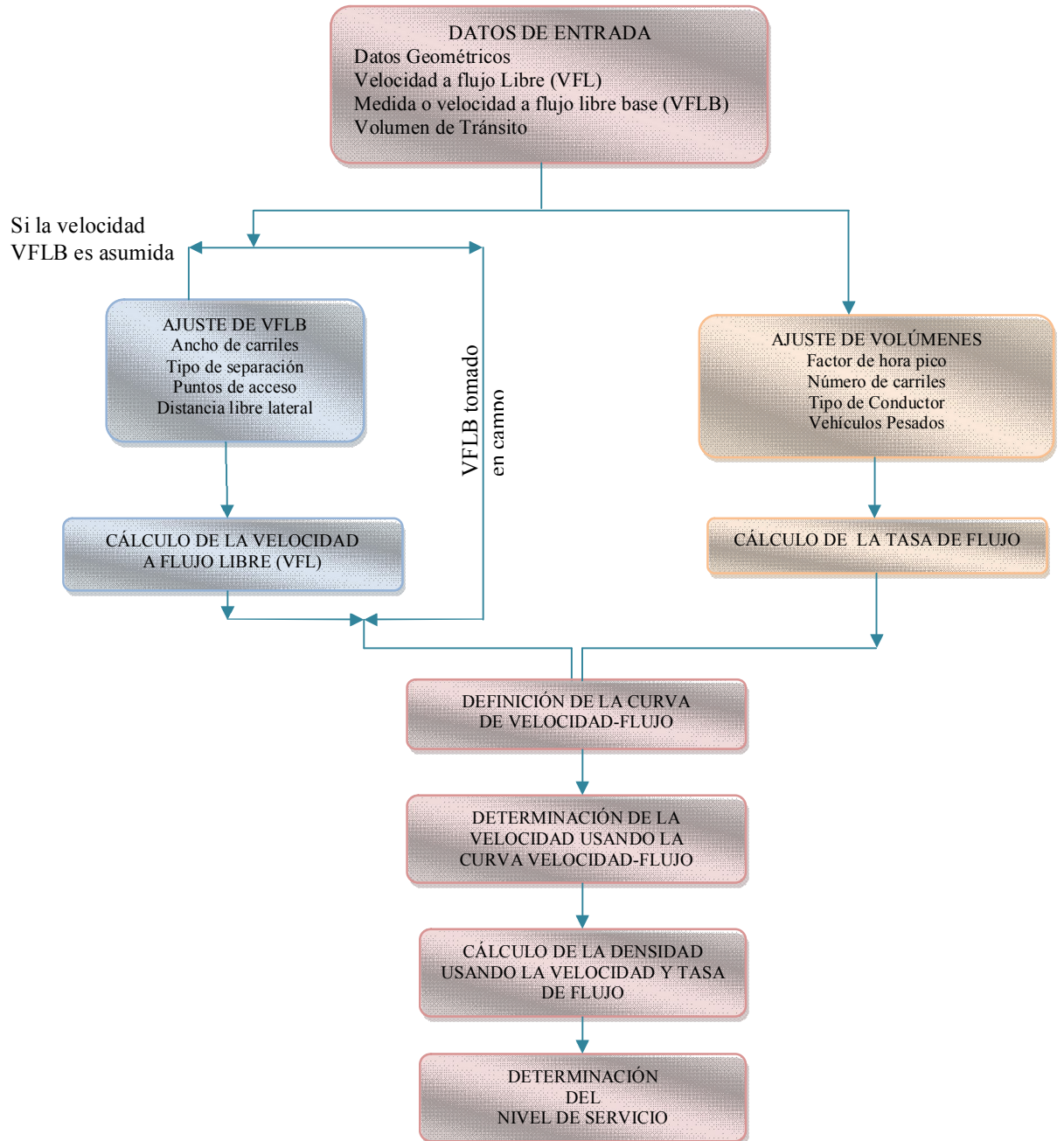
El analista tendría que investigar y desarrollar las modificaciones especiales del propósito de esta metodología para incorporar los efectos de las condiciones anteriores.

4.1.2.4 Metodología.

La metodología descrita a continuación, corresponde al análisis de segmentos básicos de autopista. En la Figura 4.2.2 se ilustra la entrada y el orden del cómputo del método para los segmentos básicos de autopista.



FIGURA 4.2.2 ESQUEMA METODOLÓGICO PARA EL ANÁLISIS DE SECCIONES BÁSICAS DE AUTOPISTA



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.2.4.1 Niveles de Servicio.

Un segmento de la autopista básico puede caracterizarse por tres medidas de la actuación: la densidad por lo que se refiere a los automóviles de pasajero por kilómetro por carril, velocidad del automóvil de pasajero, y la relación volumen a capacidad (v/c). Cada una de estas medidas es una indicación de cuan bueno es el flujo de tráfico por la autopista.

- ❑ **Nivel de Servicio A:** Describe el funcionamiento a flujo libre. Las velocidades de flujo libre prevalecen. Los vehículos son completamente posibilitados en su habilidad de maniobrar dentro de la corriente de tráfico. Los efectos de incidente o averías en un punto están fácilmente absorbidas en este nivel.

- ❑ **Nivel de Servicio B:** Representa un flujo bastante libre, se mantienen las velocidades de flujo libre. La habilidad de maniobrar dentro de la corriente del tráfico sólo se restringe ligeramente, y el nivel general de consuelo físico y psicológico que se proporciona a los usuarios todavía es alto. Todavía se absorben fácilmente los efectos de incidentes menores y averías en un punto.

- ❑ **Nivel de Servicio C:** Mantiene el flujo con velocidades a flujo libre o cerca de ella. La libertad para maniobrar dentro de la corriente del tráfico se restringe notoriamente, y los cambios de carril requieren más cuidado y vigilancia por parte del conductor. Todavía pueden absorberse los incidentes menores, pero el deterioro local en el servicio será sustancial. Pueden esperarse formación de colas detrás de algún obstáculo significativo.



❏ **Nivel de Servicio D:** Es el nivel en el cual las velocidades empiezan a disminuir ligeramente por el incremento de los volúmenes de tránsito y la densidad empieza a aumentar algo más rápidamente. La libertad para maniobrar dentro de la corriente del tráfico está más notoriamente limitada, y el conductor experimenta los niveles de consuelo físicos y psicológicos reducidos. Incluso pueden esperarse que los incidentes menores formen colas de espera, porque la corriente de tráfico tiene un pequeño espacio para absorber las rupturas.

❏ **Nivel de Servicio E:** Describe el funcionamiento a régimen de capacidad plena. El funcionamiento a este nivel es volátil, porque no hay virtualmente ningún espacio utilizable en la corriente de tráfico. Los vehículos se encuentran estrechamente espaciados, teniendo pequeños espacios para maniobrar dentro de la corriente de tráfico a velocidades que todavía exceden los 80 km./h.

Cualquier ruptura de la corriente de tráfico, como cuando los vehículos entran de una rampa o un vehículo cambia de carril, puede establecer una ola de ruptura que se propaga a lo largo del flujo de tráfico corriente arriba. La corriente de tráfico no tiene la habilidad de disipar la ruptura y puede esperarse que cualquier incidente produzca una avería seria con la formación de colas de espera extensas. La maniobrabilidad dentro de la corriente del tráfico está sumamente limitada, y el nivel de consuelo físico y psicológico de confort del conductor es pobre.

❏ **Nivel de Servicio F:** Describe las fracciones en el flujo vehicular. Condiciones generalmente existentes dentro de las colas que se forman detrás de los puntos de fraccionamiento. Las averías ocurren por varias razones:

- ❖ Los incidentes del tráfico pueden causar una reducción temporal en la capacidad de un segmento corto, para que el número de



vehículos que llegan al punto sea mayor que el número de vehículos que pueden moverse a través de él.

- ❖ Puntos de repetición de la congestión, como una convergencia o entrecruzamiento y eliminación de carriles, una demanda muy alta en que el número de vehículos que llegan es mayor que el número de vehículos que se descargan.
- ❖ En situaciones previstas de hora pico (u otra hora), la tasa de flujo puede exceder la capacidad estimada de la situación.

Nótese que en todos los casos, la fracción del flujo ocurre cuando la proporción de demanda existente a la capacidad real o de demanda de previsión a la capacidad estimada excede 1.00.

Operaciones inmediatamente corrientes arriba de este punto, generalmente están cerca de la capacidad, y el funcionamiento de la corriente abajo mejora.

El funcionamiento del nivel de servicio F dentro de una cola es el resultado de una fracción o cuello de botella en un punto corriente arriba. El nivel de servicio F se acostumbra también para describir las condiciones del punto de fracción o cuello de botella y la cola de descarga del flujo que ocurre a las velocidades bajas del nivel de servicio E. Siempre que el nivel de servicio de condiciones F exista, se tienen el potencial para que se extienda corriente arriba con distancias significativas.

En la Tabla 4.2.1 se presentan los rangos de densidad para la determinación del nivel de servicio en segmentos básicos de autopistas.



TABLA 4.2.1 DENSIDAD USADA PARA DEFINIR NIVEL DE SERVICIO NIVELES DE SERVICIO EN SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTA

Nivel de servicio	Rango de densidad (Veh Livianos/Km/Carril)
A	0 - 7
B	> 7 – 11
C	> 11 – 16
D	> 16 - 22
E	> 22 - 28
F	> 28

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Para cualquier nivel de servicio dado, la densidad aceptable máxima es algo baja en comparación con el nivel de servicio correspondiente en las carreteras multicarril. Esto refleja la calidad más alta de los conductores cuando usan las autopistas comparadas con las vías multicarriles.

El valor superior mostrado para un nivel de servicio E (28 vehículos livianos/km/carril) es la densidad máxima a la que se espera ocurran los flujos a capacidad.

En la siguiente figura se presentan los criterios de los niveles de servicio para velocidades a flujo libre de 120 Km./h., 110 Km./h., 100 Km./h.



TABLA 4.2.2 CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL NIVEL
DE SERVICIO EN SEG. BÁSICOS DE AUTOPISTA

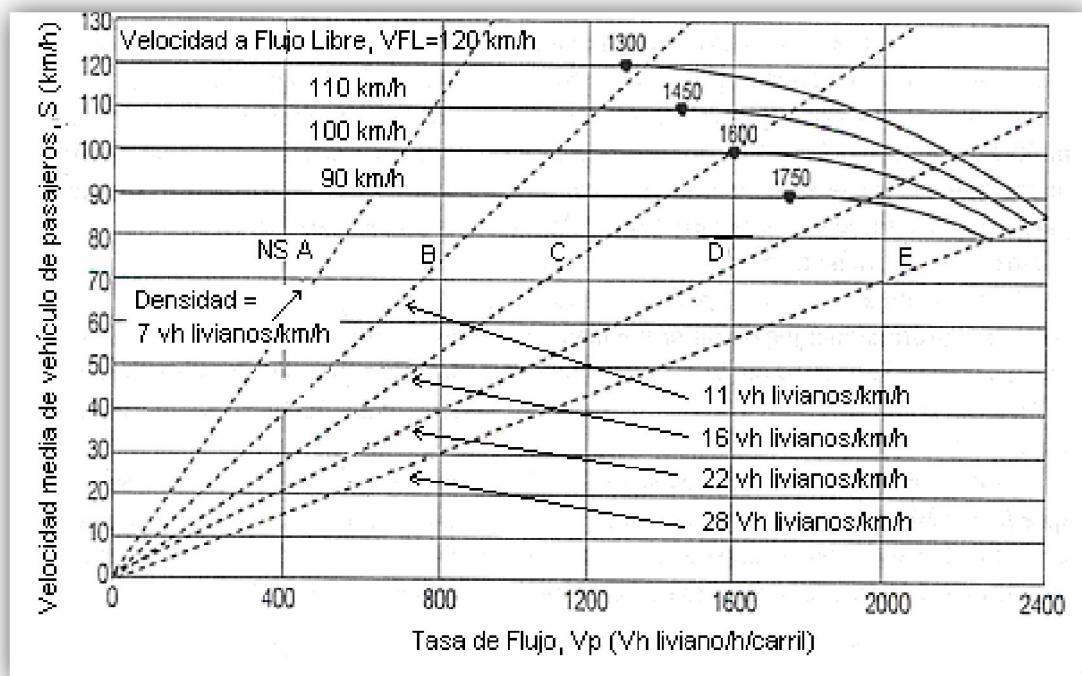
Criterio	Nivel de Servicio				
	A	B	C	D	E
VFL = 120 km/h					
Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	28
Mínima velocidad (km/h)	120.0	120.0	114.6	99.6	85.7
Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.35	0.55	0.77	0.92	1.00
Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	840	1320	1840	2200	2400
VFL = 110 km/h					
Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	28
Mínima velocidad (km/h)	110.0	110.0	108.5	97.2	83.9
Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.33	0.51	0.74	0.91	1.00
Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	770	1210	1740	2135	2350
VFL = 100 km/h					
Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	28
Mínima velocidad (km/h)	100.0	100.0	100.0	93.8	82.1
Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.30	0.48	0.70	0.90	1.00
Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	700	1100	1600	2065	2300
VFL = 90 km/h					
Densidad máxima (Veh/km/carril)	7	11	16	22	28
Mínima velocidad (km/h)	90.0	90.0	90.0	89.1	80.4
Máxima relación volumen / capacidad (Veh/h/carril)	0.28	0.44	0.64	0.87	1.00
Máxima tasa de flujo (Veh/h/carril)	630	990	1440	1955	2250

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



En la Figura 4.2.3 se presenta la relación entre la velocidad, el flujo, la densidad y el nivel de servicio para segmentos básicos de autopista.

FIGURA 4.2.3 CURVAS VELOCIDAD – FLUJO Y NIVELES DE



SERVICIO EN SEGMENTOS BÁSICOS DE AUTOPISTA

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Capacidad para varias velocidades a flujo libre: para los valores 2.400, 2.350, 2.300 y 2.250 veh/km/carril corresponden velocidades de 120, 110 100 y 90 km/h, respectivamente.

Para $90 \leq VFL \leq 120$ y para tasas de flujo (V_P)

$$(3100 - 15 VFL) > V_P \leq (1.800 + 5VFL),$$



ECUACIÓN 18

Para $90 \leq VFL \leq 120$ y para tasas de flujo (V_P) $V_P \leq (3.100 - 15VFL)$,

ECUACIÓN 19

4.1.2.5 Determinación de la Velocidad a Flujo Libre, VFL.

La velocidad a flujo libre (VFL) es la velocidad media de los automóviles de pasajeros medida durante flujos bajos a moderados (arriba de 1.300 vehículos livianos/h/carril). Para un segmento específico de autopista las velocidades son constantes en este rango de proporciones de flujo. Se utilizan dos métodos para determinar la velocidad a flujo libre FVFL de un segmento básico de autopista:

El primero de ellos hace referencia a la medición en campo y el segundo hace referencia a la estimación que se pueden hacer con base en lo presentado en esta sección.

Procedimiento de campo para la determinación de la velocidad a flujo libre El procedimiento de la medición en campo, se realiza a partir de personal entrenado que recogen los datos directamente. Sin embargo, no se requieren las dimensiones del campo para la aplicación del método. Si se usan los datos recopilados en campo ningún ajuste se debe hacer a la velocidad de flujo libre VFL.

El estudio de velocidad debe dirigirse a una situación que es representativa del segmento cuando fluye y cuando las densidades son bajas (las proporciones de flujo pueden ser de 1.300 vehículos livianos/h/carril en adelante). Se debe realizar en horas valle, pues permiten generalmente observar adecuadamente las proporciones de flujo. El estudio de velocidad debe medir las velocidades de todos los automóviles de pasajeros o debe usar una muestra sistemática (por ejemplo cada 10 carros de pasajeros). El estudio de velocidad debe medir las



velocidades del automóvil de pasajeros. Se debe obtener una muestra de por lo menos 100 velocidades de automóviles de pasajeros. Puede usarse cualquier técnica de medida de velocidad que se ha encontrado aceptable para otros tipos de tráfico que diseña los estudios de velocidad.

El analista debe tener cuidado para no asumir que la velocidad a flujo libre (VFL) para una autopista es igual a su límite de velocidad anunciado o la velocidad del percentil 85 medida en campo. La velocidad a flujo libre VFL es la velocidad media medida en el campo cuando los volúmenes están al menos en valores cercanos a los 1.300 vehículos livianos /h/carril.

Procedimiento de estimación de la velocidad a flujo libre, VFL basándose en la velocidad a flujo libre base, VFLB.

Si los datos de mediciones de campo no se encuentran disponibles, la velocidad a flujo libre

(VFL) puede estimarse aplicando los ajustes a la velocidad de flujo libre base (VFLB). La VFLB es de 120 km./h para las autopistas rurales y es de 100 km./h para las autopistas urbanas y suburbanas. La velocidad a flujo libre base está reducida por los efectos de ancho de los carriles, distancia libre lateral, número de carriles, y por la densidad de intercambios que se presentan, utilizando la ecuación que se presenta a continuación:

ECUACIÓN 20

Dónde:

VFL = velocidad a flujo libre [Km/h]

VFLB = Velocidad a flujo libre base, 110 Km/h (urbano) o 120 Km/h (rural)[Km/h]

f_{LW} = factor de ajuste por ancho de carril [Km/h]



f_{LC} = factor de ajuste por distancia libre lateral en la berma derecha [Km/h]

f_N = factor de ajuste por número de carriles [Km/h]

f_{ID} = factor de ajuste por densidad de intercambios [Km/h]

4.1.2.5.1 Factor De Ajuste Por Ancho De Carril.

La condición base del ancho del carril es de 3.6 m o más. Cuando el ancho promedio de todos los carriles es menor que 3.6 m, la velocidad de flujo libre base, VFLB (por ejemplo, a 120 km/h) se reduce. Ajustes para reflejar el efecto de carriles más angostos se presentan en la Tabla 4.2.4

TABLA 4.2.4 FACTOR DE AJUSTE POR ANCHO DE CARRIL

Ancho de Carril	Reducción de la Velocidad a Flujo Libre, f_{LW} (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.2.5.2 Factor de Ajuste por Distancia Libre Lateral.

La base de la distancia libre lateral es de 1.8 m o más en el lado derecho y de 0.6 m o más en el lado izquierdo o del separador central, los cuales deben ser medidos desde el borde exterior de la berma pavimentada hasta el borde más cercano del carril. Cuando la distancia libre lateral en la berma es menor de 1.8 m, la velocidad a flujo libre base (VFLB) será reducida. Se dan ajustes para



reflejar el efecto de carriles angostos de la distancia libre lateral en la Tabla 4.2.4

No existe ajuste disponible para reflejar el efecto de las distancias libres laterales a la izquierda o en el separador izquierdo menores de 0.6 m. Lo anterior debido a que distancias mínimas laterales menores de 0.6 m en el lado izquierdo de una autopista son consideradas como inusuales. El juicio considerable debe hacerse determinando si objetos o barreras a lo largo del lado derecho de la autopista son una verdadera obstrucción. Tales obstrucciones pueden ser continuas, como muros de contención, barreras en concreto o defensas metálicas, o en el caso de obstrucciones discontinuas como postes de luz o estribos de puentes. En algunos casos, los conductores pueden acostumbrarse a ciertos tipos de obstrucciones en la cual su influencia en el flujo de tráfico puede ser despreciable.

**TABLA 4.2.4 FACTOR DE AJUSTE POR DISTANCIA LIBRE
LATERAL**

Distancia libre lateral derecha (m)	Reducción de la Velocidad a Flujo Libre, f_{LC} (km/h)			
	Carriles en una dirección			
	2	3	4	≥ 5
2.8	0.0	0.0	0.0	0.0
1.5	1.0	0.7	0.3	0.2
1.2	1.9	1.3	0.7	0.4
0.9	2.9	1.9	1.0	0.6
0.6	3.9	2.6	1.3	0.8
0.3	4.8	3.2	1.6	1.1
0.0	5.8	3.9	1.9	1.3

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.2.5.3 Factor De Ajuste Por Número De Carriles.

Los segmentos básicos de autopista con cinco o más carriles (en una dirección) es considerada como la condición base con respecto al número de carriles. Cuando se presentan menos carriles, la velocidad a flujo libre base, VFLB se reduce. La Tabla 4.1.4 proporciona los ajustes para reflejar el efecto del número de carriles.

Para llevar a cabo el ajuste del número de carriles en la velocidad a flujo libre, VFL, se debe considerar el número carriles básicos y auxiliares. No deben ser incluidos los carriles especiales como de alta ocupación vehicular, VAO, pues estos también hacen parte del desarrollo estructural de la vía.

TABLA 4.2.5 FACTOR DE AJUSTE POR NÚMERO DE CARRILES

Número de carriles (en una dirección)	Reducción de la Velocidad a Flujo Libre, f_N (km/h)
≥ 5	0.0
4	2.4
3	4.8
2	7.3

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras HCM 2000.

Los ajustes presentados en la Tabla 4.2.5 son exclusivamente datos medidos en las autopistas urbanas y suburbanas y por lo tanto no reflejan las condiciones en autopistas rurales que típicamente llevan dos carriles en cada dirección. Para estimar la velocidad a flujo libre, VFL de una autopista rural segmentada, el valor del ajuste para el número de carriles, f_N deberá ser 0.0.



4.1.2.5.4 Factor de Ajuste por Densidad de Intercambiadores.

La densidad base de intercambiadores es de 0.3 intercambiadores por kilómetro, o con un espaciamiento promedio de 3.3 kilómetros por intercambiador. La velocidad a flujo libre base, VFLB se reduce cuando se presenta un mayor número de intercambiadores y su densidad por lo tanto sube. Se proporcionan ajustes para reflejar el efecto de densidad del intercambio en la Tabla 4.2.6.

La densidad del intercambio está determinada en un segmento de 10 km. El segmento de autopista (5 km. corriente arriba y 5 km. corriente abajo) sobre el cual se localiza el segmento de la autopista. Un intercambiador se define como aquel que tiene al menos una rampa de entrada. Por consiguiente, intercambios que tienen sólo rampas de salida no serían considerados en la determinación de la densidad de intercambiadores. Entre los intercambiadores se deberán incluir intercambiadores típicos con arterias o carreteras e intercambiadores mayores entre autopistas.

**TABLA 4.2.6 FACTOR DE AJUSTE POR DENSIDAD DE
INTERCAMBIADORES**

Intercambiadores por kilómetro	Reducción de la Velocidad a Flujo Libre, f_D (km/h)
≥ 0.3	0.0
0.4	1.1
0.5	2.1
0.6	3.9
0.7	5.0
0.8	6.0
0.9	8.1
1.0	9.2
1.1	10.2
1.2	12.1

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras HCM 2000.



4.1.2.6 Determinación de la Tasa de Flujo.

La proporción de flujo en cada hora deberá reflejar la influencia de vehículos pesados y la variación temporal de la variación del flujo de tráfico durante una hora, así como las características de la población de conductores o usuarios. Estos efectos se reflejan ajustando los volúmenes de cada hora que se presentan típicamente en vehículos mixtos por hora (veh/h), para llegar así a una tasa de flujo de vehículos equivalente en autos livianos (vehículos livianos/h). La tasas de flujo de vehículos de pasajero equivalente es el resultado de calcular el factor de equivalencia del vehículo pesado en vehículos livianos y el ajuste de la variación del flujo de tráfico en la hora pico se presenta en la siguiente sección, los resultados de la tasa de flujo equivalente se presenta en vehículos livianos/h/carril. La Ecuación que se presenta a continuación se utiliza para calcular la tasa de flujo de vehículos equivalentes.

ECUACIÓN 21

Dónde:

V_p = tasa de flujo equivalente en 15 minutos [vh/h/carril]

V = volumen horario [vh/h/carril]

FHP = factor de hora pico

N = número de carriles por sentido

f_{HV} = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

f_p = factor de ajuste por tipo de conductores

4.1.2.6.1 Factor de Hora Pico.

El factor de la hora pico (FHP) representa la variación en la circulación dentro de una hora. Las observaciones de la circulación indican constantemente que



los caudales encontrados en el período de 15 minutos del pico dentro de una hora no se encuentran uniformes a través de la hora completa. El uso del factor de la hora pico en la ecuación anterior está considerando este fenómeno.

En segmentos básicos de autopistas, los valores típicos del factor de hora pico, FHP varía entre 0,80 a 0,95. Un factor de hora pico, FHP más bajo es característico de condiciones rurales.

Factores altos son condiciones típicas de entornos urbanos y suburbanos en condiciones de hora pico. Los datos del campo deben ser utilizados en lo posible para desarrollar el cálculo del factor de hora pico, FHP de condiciones locales.

4.1.2.6.2 Factor De Ajuste Por Presencia De Vehículos Pesados.

Los volúmenes de tráfico de autopista generalmente incluyen una mezcla de diferentes tipos de vehículos (autos, buses y camiones), estos deberán ajustarse a una proporción de flujo equivalente expresada en vehículos de pasajero por hora por el segmento básico de autopista.

Este ajuste se realiza usando el factor de ajuste f_{HV} . Una vez se encuentran los valores de equivalentes de camiones, E_T y de vehículos recreacionales, E_R , el factor de ajuste f_{HV} es determinado usando la ecuación que se presenta a continuación:

_____ ECUACIÓN 22

Dónde:

E_T, E_R = factores de equivalencia de camiones o vehículos recreacionales en vehículos de pasajeros dentro de la corriente del tráfico, respectivamente



P_T, P_R = porcentaje de camiones y vehículos recreacionales en la corriente del tráfico, respectivamente

f_{HV} = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

Los ajustes para los vehículos pesados de la corriente del tráfico corresponden a tres tipos de vehículos: los camiones, buses, y vehículos recreativos. No hay ninguna evidencia para indicar las distintas diferencias en la actuación entre los camiones y buses en las autopistas, y por consiguiente se tratan camiones y buses idénticamente.

En muchos casos, los camiones serán los únicos vehículos que se presenten en la corriente del tráfico a un grado significativo. Donde el porcentaje de vehículos recreacionales sea bajo comparado con el porcentaje de camiones, a veces es conveniente considerar todos los vehículos pesados como camiones. Hacer esto es generalmente aceptable donde el porcentaje de camiones y buses es por lo menos el cinco veces el porcentaje de vehículos recreacionales.

El factor f_{HV} se calcula en un proceso de dos pasos. Primero, se determina el factor de equivalencia de los vehículos de pasajeros para cada camión, bus o vehículo recreativo RV, así mismo el tipo de la carretera condiciona el estudio. Estos valores de equivalencia E_T y E_R representan el número de automóviles de pasajero que usarían la misma cantidad de capacidad de la autopista como un camión, bus o vehículo recreativo, RV, respectivamente, bajo las condiciones prevalcientes de la carretera y del tráfico. El segundo paso consiste en la utilización de los valores de E_T y E_R en la proporción de cada tipo de vehículo en la corriente de tráfico (P_T y P_R) para finalmente calcular el factor de ajuste f_{HV} .

El efecto de los vehículos pesados en la corriente del tráfico depende de las condiciones de pendientes, así como de la composición de los volúmenes de tráfico. Pueden seleccionarse los factores de equivalencia de vehículos de



pasajero para una de las tres siguientes condiciones: los segmentos extendidos de la autopista, pendientes ascendentes y pendientes descendentes.

4.1.2.6.2.1 Segmentos Extensos De Autopistas.

Es a menudo apropiado considerar una longitud extendida de segmentos de autopista que contiene un número de ascensos, descensos, y a nivel como un solo segmento uniforme. Esto es posible en una pendiente que no es lo suficientemente larga y que no tiene un efecto significativo en el funcionamiento de todo el segmento. Como una pauta, el análisis del segmento extendido puede usarse donde la pendiente es de un 3 % o más durante un tramo de 0.5 kilómetros o donde la pendiente es menor a un 3 % en longitudes no mayores a 1.0 kilómetro.

4.1.2.6.2.2 Pendientes Específicas.

Cualquier pendiente menor del 3 % que se presenta en longitudes mayores que 1.0 kilómetro o cualquier pendiente del 3 % o más en longitudes mayores que 0.5 kilómetros debe analizarse como un segmento separado debido a su efecto significativo en el flujo de tráfico.

4.1.2.6.2.3 Factores de Equivalencia Para Segmentos de Autopista Extendidos.

Siempre que un segmento básico de autopista extenso se use, el análisis del terreno de la autopista debe ser clasificado como a nivel, ondulado o montañoso.

- ◆ **Terreno a nivel:** El terreno a nivel es cualquier combinación de pendientes horizontal y vertical en la que los vehículos pesados puede mantener la misma velocidad de los vehículos de pasajeros. Este tipo de terreno incluye pendientes cortas y no mayores al 2 por ciento.



- ❖ **Terreno ondulado:** El terreno ondulado es cualquier combinación de pendientes horizontales y verticales que causa en los vehículos pesados una reducción sustancial de la velocidad, por debajo de los automóviles de pasajeros, pero esto no causa que los vehículos pesados deban operar a velocidades de arrastramiento para alguna longitud significativa de tiempo o a intervalos frecuentes.

La velocidad de arrastramiento es la máxima velocidad sostenida que los camiones pueden mantener en una pendiente ascendente extendida en un tanto por ciento dados. Si alguna pendiente es demasiado larga durante mucho tiempo, se obligará a los camiones a disminuir la velocidad a la velocidad de arrastramiento que ellos pueden entonces mantener para las distancias extendidas.

- ❖ **Terreno montañoso:** El terreno montañoso es cualquier combinación de pendiente horizontal y vertical que causa en los vehículos pesados una operación a velocidades de arrastramiento para distancias significativas o a intervalos frecuentes.

La Tabla 4.2.7 presenta los factores de equivalencia de vehículos de pasajeros para los segmentos básicos de autopista extendidos.



TABLA 4.2.7 FACTORES DE AJUSTE POR PENDIENTES EN
SEGMENTOS BÁSICOS EXTENDIDOS

Factor	Tipo de Terreno		
	A nivel	Ondulado	Montañoso
E_T (camiones y buses)	1.5	2.5	4.5
E_R (vehículos recreacionales)	1.2	2.0	4.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.2.6.2.4 Factor De Equivalencia Para Pendientes Específicas.

Cualquier autopista de más de 1.0 kilómetro y con pendientes menores del 3 % o de longitud de 0.5 kilómetros para pendientes del 3 % o más deberán ser consideradas como segmentos separados. El análisis de tales segmentos debe considerar la pendiente de ascenso y de descenso y si la pendiente es aislada o es un valor constante que forma parte de una serie compuesta.

Varios estudios tienen el indicador que las poblaciones de camión de autopista, tienen una media de proporción de peso-poder variable entre 75 y 90 Kg./KW. Estos procedimientos adoptan el equivalente del carro de pasajero calibrados para una mezcla de camiones-buses en este rango. Los vehículos recreacionales, RV varían considerablemente en tipo y características.

Estos vehículos incluyen a aquellos automóviles con remolques. Además de la variabilidad de los vehículos, los conductores no son profesionales, y su grado de habilidad en la conducción de tales vehículos varía. Los valores típicos de la proporción peso-poder varía en el rango de 20 a 40 Kg./KW para los vehículos recreacionales.



3.1.2.6.4.1 Equivalentes Para Pendientes Específicas De Ascenso.

Los factores de equivalencia para las pendientes específicas de ascenso se presentan en la Tabla 4.2.8 y la Tabla 4.2.9, donde se presentan los valores de E_T y E_R para los segmentos de ascenso. Estos factores varían con la pendiente, la longitud de la autopista, y la proporción de vehículos pesados en la corriente del tráfico. Los valores máximos de E_T y E_R ocurren cuando hay sólo unos vehículos pesados.

Los factores de equivalencia disminuyen tanto como el número de vehículos pesados se incrementa, porque estos vehículos tienden a formar pelotones y tener características de operación más uniforme como un pelotón que aquellos automóviles de pasajeros.



TABLA 4.2.8 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES ESPECÍFICAS
DE ASCENSO PARA BUSES Y CAMIONES

Pendiente (%)	Longitud (km)	E _T								
		Porcentaje de Buses y Camiones								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 2-3	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.2-1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.6-2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
≥ 3-4	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>1.2-1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>1.6-2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	>2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
≥ 4-5	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>0.8-1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>1.2-1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
≥ 5-6	0.0-0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>0.5-0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
6	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
	>1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

La longitud de la pendiente es generalmente tomada de un perfil de la carretera en cuestión y el valor típico incluye la porción recta de la pendiente más alguna



porción de la curva vertical al inicio y terminación de la pendiente. Se recomienda que el 25 % de la longitud de las curvas verticales al inicio y terminación de la pendiente sean incluidas en la longitud de la calidad. Donde dos pendientes ascendentes consecutivas están presentes, se asigna un 50 % de la longitud de la curva vertical entre ellos a la longitud de cada pendiente de ascenso.

TABLA 4.2.9 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES ESPECÍFICAS DE ASCENSO PARA VEHÍCULOS RECREATIVOS

Pendiente (%)	Longitud (km)	E_R								
		Porcentaje de Buses y Camiones								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	Todas	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
> 2-3	0.0 – 0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.8	3.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
> 3-4	0.0 – 0.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.4-0.8	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
> 4-5	0.0 – 0.4	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 0.8	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
> 5	0.0 – 0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	> 0.4-0.8	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	> 0.8	6.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Analizando las pendientes de ascenso, el punto de interés es normalmente el extremo de la pendiente dónde los vehículos pesados tienen el efecto máximo



probablemente en su funcionamiento. Éste no siempre es el caso, sin embargo si una unión de rampa se localiza en la mitad de la pendiente, será este punto, una situación crítica para el análisis. En el caso de pendientes compuestas, el punto crítico de análisis, es el punto a que los vehículos pesados están viajando más lentamente. Si una pendiente del 5% es seguida por una pendiente del 2%, es razonable asumir que el extremo de la porción de la pendiente del 5% será crítico y se esperaría que los vehículos pesados aceleraran en la porción de la pendiente del 2 %.

4.1.2.6.4.2 Equivalentes Para Pendientes de Descenso.

Hay pocos datos específicos en el efecto de vehículos pesados en la corriente del flujo de tráfico en los descensos. En general, si los descensos no causan que los camiones deban cambiar a cambios bajos, ellos pueden tratarse como si ellos se encontrarán en segmentos de terrenos a nivel, y se seleccionan los factores de equivalencia de los vehículos de pasajeros de acuerdo con sus datos. Donde los descensos más severos pueden ocurrir, los camiones deben usar a menudo los cambios bajos para evitar ganar demasiada velocidad y correr fuera de control. En estos casos, el efecto es mayor que si se encontrara en un terreno a nivel. La Tabla 4.2.10, da valores de E_T . Para los vehículos recreacionales RV, pueden tratarse los descensos como si se tratara de terreno a nivel.



**TABLA 4.2.10 FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTES
ESPECÍFICAS DE
DESCENSO PARA BUSES Y CAMIONES**

Pendiente negativa (cuesta abajo)	Longitud (km)	E _T			
		Porcentaje de camiones			
		5	10	15	20
< 4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	> 6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
> 5-6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 5-6	> 6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
> 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 6	> 6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.2.6.4.3 Equivalentes Para Pendientes Compuestas.

El alineamiento vertical de la mayoría de las autopistas resulta una serie continua de pendientes. Es a menudo necesario determinar el efecto de una serie de pendientes significativas en una sucesión. La técnica seguida es realizar el cálculo de la pendiente media al punto en cuestión. La pendiente media se define como el levantamiento total del principio de la pendiente compuesta dividida por la longitud de la pendiente.

La pendiente media es un acercamiento aceptable para pendientes en que todas las subdivisiones están menos del 4 % de la longitud total de la pendiente compuesta y es menos de 1.200 metros.



4.1.2.6.3 Factor de Ajuste Por la Población de Conductores.

Las características de la corriente de tráfico que son la base de esta metodología son representativas de conductores viajeros regulares en la corriente de tráfico en la que la mayoría de los conductores está familiarizada con el medio por el cual circula. Generalmente se acepta que las corrientes de tráfico con características diferentes (por ejemplo, conductores de vehículos recreacionales) utilicen las autopistas menos eficazmente. Considerando que los datos e información varían sustancialmente, se han encontrado capacidades más bajas en fines de semana, particularmente en las áreas recreativas. Generalmente puede asumirse que la reducción en la capacidad (Nivel de Servicio E) se extiende para servir los volúmenes también para otros niveles de servicio.

El f_p , factor de ajuste se usa para reflejar este efecto. Los valores de rango del f_p varían de 0.85 a 1.00. En general, el analista debe seleccionar 1.00 que refleja el tráfico del viajero común (es decir, los usuarios familiares), a menos que hay evidencia suficiente por lo que debe aplicarse un valor más bajo. Cuando se necesita mayor exactitud, se recomienda el estudio del tipo de viajero y flujo de tráfico recreativo y de velocidades.

4.1.2.7 Determinación Del Nivel De Servicio.

El primer paso para determinar el nivel de servicio de un segmento básico de la autopista es definir y segmentar el medio de la autopista apropiadamente. Segundo, estimar la velocidad a flujo libre VFL, por medición o a partir de un valor base, con lo cual se construye una curva de velocidad-flujo apropiada de la misma forma como las curvas típicas presentadas en la Figura 4.2.3 Curvas velocidad – flujo y niveles de servicio en segmentos básicos de autopista.



Basándose en la tasa de flujo, VP y la curva de velocidad-flujo construida, se lee la velocidad media del automóvil de pasajeros en el eje Y de la mencionada Figura 2.2.3. El próximo paso es calcular la densidad utilizando la Ecuación que se presenta a continuación:

— ECUACIÓN 23

Dónde:

D = densidad [vh/Km/carril]

V_P = Tasa de flujo [vh/Km/carril]

S = Velocidad media de los autos [Km/h]

Finalmente, el nivel de servicio del segmento básico de autopista se determina comparando la densidad calculada D con la presentada en la Tabla 4.2.2.

4.1.2.7.1 Segmentación De La Autopista.

Los análisis de capacidad y de niveles de servicio requieren que los segmentos básicos de autopista tengan condiciones uniformes de tráfico y de geometría, por lo tanto un cambio en alguna condición causara la terminación de un segmento de análisis.

Varias situaciones presentadas en la autopista a lo largo de los límites naturales generarán los segmentos uniformes, la consideración de rampas de entrada o de salida o cambios en el volumen de tráfico, así como el principio y extremo de pendientes simples o compuestas también actúan como límites. Cualquier punto



que el tráfico o la vía condiciona el cambio debe usarse como un límite entre segmentos uniformes, cada uno de los cuales deben analizarse separadamente.

Además de los límites naturales creados por las vías de entrada y vías de salida, las condiciones siguientes generalmente permiten identificar el segmento básico de autopista en análisis:

- ◆ Cambio en el número de carriles.
- ◆ Cambio en la distancia libre lateral.
- ◆ Cambio de pendiente en más de un 2% o más o pendiente constante ascendente en más de 1.200 metros.
- ◆ Cambio en el límite de velocidad.



4.1.3 CARRETERAS DE DOS CARRILES.

4.1.3.1 CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO MÉTODO INVIAS.

4.1.3.1.1 Introducción.

Una carretera rural de dos carriles puede definirse como una calzada que tiene un carril para cada sentido de circulación. La gran mayoría de las vías del país son de este tipo. En ellas, el adelantamiento a los vehículos lentos requiere utilizar el carril de sentido opuesto, siempre que se disponga de la visibilidad y los intervalos de la circulación de la corriente opuesta lo permitan. Es claro, que a diferencia de las vías multicarriles, un sentido de circulación afecta el sentido opuesto.

En las vías de dos carriles a medida que aumentan los flujos o las restricciones para el rebase, se forman colas estando los conductores expuestos a demoras en estas columnas debido a la imposibilidad de rebasar. La alta velocidad no es la característica esencial de las vías de dos carriles. La demora manifestada por la formación de columnas de vehículos, y la utilización de la capacidad son las medidas más representativas de la calidad del servicio.

En síntesis, son dos los parámetros que describen la calidad del servicio en las vías de dos carriles, son ellas:

Velocidad media de recorrido. Representa la movilidad y se define como la longitud de un segmento de vía, dividida por el tiempo promedio de recorrido de los vehículos en dicho segmento en ambos sentidos.

Utilización de capacidad. También conocido como grado de saturación (X), dado por la relación volumen a capacidad (v/c). Representa la función de accesibilidad.



Sin embargo, la medida esencial es la velocidad y la utilización de la capacidad que es una medida indirecta.

4.1.3.1.2 Condiciones Ideales.

Las condiciones ideales de una vía de dos carriles son las siguientes:

- Velocidad de proyecto, igual o mayor de 90 k/h
- Carriles de 3,65 m de ancho
- Bermas de 1,8m o más
- Inexistencia de tramos con prohibición de adelantamiento
- No existencia de vehículos pesados
- Distribución direccional 50/50
- Ninguna restricción al tránsito principal debido a algún tipo de control o vehículos que giren
- Terreno Plano

Según el manual de capacidad de carreteras la capacidad de las carreteras de dos carriles en estas condiciones ideales es de 3200 Veh/h sumando ambos carriles.

4.1.3.1.3 Metodología Para El Cálculo De La Capacidad.

4.1.3.1.3.1 Descripción De Los Factores De Ajuste.

En el proceso sistemático de determinación de la Capacidad planteado en el Manual colombiano se sigue en forma general el siguiente proceso:

Se parte de las condiciones ideales para capacidad de $C_i = 3200$ Automóviles por hora en los dos sentidos, y se multiplica por los factores de corrección hasta transformarla en capacidad para las condiciones actuales en vehículos por hora.

Los requisitos que definen las condiciones ideales son las siguientes:



- Repartición del tránsito por igual de ambos sentidos.
- Terreno plano y rasante horizontal.
- Carriles de no menos de 3.65 m. de ancho.
- Bermas de no menos de 1.80 m. de ancho, con superficie de rodadura de calidad inferior a la de la calzada y distintas inclinación.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas.
- Alineamiento recto.
- Ausencia de vehículos pesados.
- Visibilidad adecuada para adelantar.
- Señalización horizontal y vertical óptima.

La capacidad para condiciones ideales, C_i , se multiplica por varios factores de corrección, que reflejan el grado en que no se cumplen los requisitos que definen esas condiciones. Los factores transforman esa capacidad ideal en capacidad para las condiciones estudiadas.

De acuerdo con las características de la vía y el tránsito se tiene en cuenta los siguientes factores de corrección:

4.1.3.1.3.1.1 Pendientes (F_{pe}).

Las pendientes reducen la velocidad de los vehículos con respecto a la velocidad que pueden desarrollar en rasante horizontal. La reducción se reduce en un aumento en los intervalos entre vehículos que están en un pelotón y por ende, en una disminución de la capacidad. Su efecto se considera en el factor de corrección F_{pe} de la tabla 4.3.1



**Tabla 4.3.1 FACTORES DE CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD
POR PENDIENTE (Fpe)**

PENDIENTE ASCEN- DENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)											
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
2	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
3	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
4	0.98	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
5	0.98	0.95	0.94	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91
6	0.97	0.95	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.89
7	0.96	0.93	0.91	0.89	0.89	0.87	0.87	0.87	0.86	0.86	0.86	0.86
8	0.96	0.92	0.89	0.87	0.86	0.85	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
9	0.94	0.89	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
10	0.92	0.85	0.81	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75	0.74	0.74	0.74
11	0.90	0.81	0.76	0.73	0.72	0.71	0.70	0.69	0.69	0.68	0.68	0.68
12	0.87	0.76	0.71	0.68	0.67	0.64	0.61	0.63	0.63	0.61	0.61	0.61

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.3.1.2 Distribución De Tránsito Por Sentidos (Fd).

Una carretera de dos carriles puede saturarse cuando tenga un carril saturado, aunque el volumen de tránsito sea muy bajo en el otro carril. Además se deben considerar las verdaderas oportunidades de adelantamiento que ofrece el tramo en análisis, basándose en el porcentaje de zonas de no rebase. El efecto de estas dos variables se considera con el factor de corrección Fd de la Tabla 4.3.2



**Tabla 4.3.2 FACTORES DE CORRELACIÓN A LA
CAPACIDAD POR DISTRIBUCIÓN POR SENTIDO**

DITRIBUCIÓN POR SENTIDO A/D	PORCENTAJE DE ZONAS DE NO REBASE					
	0	20	40	60	80	100
50/50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60/40	0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83
70/30	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74	0.71
80/20	0.75	0.72	0.70	0.67	0.65	0.63
90/10	0.69	0.66	0.64	0.61	0.58	0.56
100/0	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53	0.50

Fuente: Manual de Capacidad y Niveles de Servicio INVIAS

4.1.3.1.3.1.3 Ancho De Carril Y Berma Utilizable (Fcb).

Los carriles y bermas estrechos, la ausencia o malas condiciones de estas, restan confianza a los conductores, lo que se traduce en un disminución de la velocidad, un aumento en los intervalos entre los vehículos y lo consiguiente reducción de la capacidad de la via. El factor que cuantifica este efecto es el Fcb de la Tabla 4.3.3



**Tabla 4.3.3 FACTORES CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD
POR EFECTO COMBINADO DE ANCHO DE CARRIL Y
BERMA (Fcb)**

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA EN METROS	ANCHO EL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92
1.50	0.99	0.99	0.98	0.95	0.91
1.20	0.99	0.98	0.97	0.95	0.91
1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.90
0.50	0.98	0.97	0.96	0.93	0.89
0.00	0.97	0.96	0.95	0.92	0.88

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.3.1.4 Presencia De Vehículos Pesados (Fp).

La capacidad se puede definir como el número máximo de intervalos entre vehículos que pasan por un punto de una vía en una hora. Los vehículos pesados reducen ese número de intervalos:

- Por su paso demora más debido a su mayor longitud y a la menor velocidad que desarrollan.
- Porque retardan el paso de vehículos más rápidos que los siguen al obligarlos a reducir su velocidad.
- Porque el aumento del paso de un vehículo produce un incremento del intervalo.

El efecto de la reducción en capacidad que causan los vehículos pesados está dado por el factor Fp de la Tabla 4.3.4.



**Tabla 4.3.4 FACTORES CORRELACIÓN A LA CAPACIDAD POR LA
PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS EN PENDIENTES
ASCENDENTES (Fp)**

PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHICULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
0	TODAS	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
	0.5	0.95	0.90	0.87	0.84	0.81	0.78
1	1.0	0.94	0.89	0.86	0.83	0.80	0.77
	1.5	0.93	0.88	0.85	0.82	0.80	0.77
	2.0	0.92	0.87	0.85	0.82	0.79	0.76
	3.0	0.91	0.87	0.84	0.82	0.79	0.76
	4.0	0.91	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75
	≥5.0	0.90	0.87	0.83	0.81	0.78	0.75
	0.5	0.94	0.90	0.85	0.83	0.80	0.77
2	1.0	0.93	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76
	1.5	0.92	0.88	0.84	0.81	0.79	0.76
	2.0	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.75
	3.0	0.88	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73
	4.0	0.87	0.84	0.81	0.78	0.75	0.72
	≥5.0	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74	0.72
	0.5	0.94	0.89	0.84	0.81	0.78	0.75
3	1.0	0.92	0.87	0.83	0.80	0.77	0.75
	1.5	0.89	0.85	0.81	0.78	0.75	0.73
	2.0	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	3.0	0.86	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70
	4.0	0.85	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70
	≥5.0	0.84	0.80	0.78	0.75	0.72	0.69
	0.5	0.93	0.88	0.83	0.80	0.76	0.74
4	1.0	0.89	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71
	1.5	0.84	0.81	0.77	0.74	0.72	0.69
	2.0	0.83	0.79	0.76	0.73	0.70	0.68
	3.0	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.66
	4.0	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.65
	≥5.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.64

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
5	0.5	0.92	0.86	0.82	0.78	0.75	0.73
	1.0	0.85	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69
	1.5	0.82	0.78	0.75	0.71	0.69	0.65
	2.0	0.80	0.77	0.73	0.70	0.67	0.63
	3.0	0.79	0.75	0.72	0.69	0.66	0.63
	4.0	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65	0.62
	≥5.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
6	0.5	0.99	0.84	0.79	0.76	0.73	0.70
	1.0	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67	0.65
	1.5	0.79	0.75	0.71	0.68	0.65	0.63
	2.0	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.62
	3.0	0.76	0.72	0.69	0.66	0.63	0.61
	4.0	0.75	0.72	0.68	0.65	0.63	0.60
≥5.0	0.75	0.71	0.67	0.64	0.62	0.59	
7	0.5	0.89	0.82	0.78	0.74	0.71	0.68
	1.0	0.78	0.74	0.71	0.67	0.64	0.61
	1.5	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	2.0	0.74	0.70	0.67	0.63	0.60	0.57
	3.0	0.72	0.68	0.67	0.61	0.58	0.56
	4.0	0.71	0.57	0.64	0.60	0.57	0.55
	≥5.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.54
8	0.5	0.87	0.81	0.76	0.73	0.70	0.67
	1.0	0.76	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.5	0.73	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	2.0	0.71	0.67	0.63	0.60	0.57	0.53
	3.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53
	4.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.52
≥5.0	0.67	0.63	0.60	0.56	0.53	0.51	

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



PENDIENTE ASCENDENTE EN POR CIENTO	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS PESADOS					
		10	20	30	40	50	60
9	0.5	0.86	0.79	0.74	0.71	0.68	0.65
	1.0	0.74	0.70	0.67	0.64	0.60	0.58
	1.5	0.71	0.67	0.64	0.60	0.57	0.55
	2.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.53
	3.0	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51
	4.0	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50
	≥5.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
10	0.5	0.83	0.76	0.72	0.68	0.65	0.59
	1.0	0.70	0.66	0.62	0.59	0.56	0.52
	1.5	0.68	0.64	0.61	0.58	0.55	0.50
	2.0	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.48
	3.0	0.65	0.61	0.57	0.54	0.51	0.47
	4.0	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.46
	≥5.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.45
11	0.5	0.79	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59
	1.0	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.52
	1.5	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50
	2.0	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.48
	3.0	0.63	0.59	0.55	0.52	0.49	0.47
	4.0	0.62	0.58	0.54	0.51	0.48	0.46
	≥5.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.47	0.45
12	0.5	0.77	0.69	0.65	0.62	0.59	0.56
	1.0	0.66	0.62	0.59	0.55	0.52	0.50
	1.5	0.64	0.60	0.56	0.53	0.50	0.48
	2.0	0.62	0.58	0.55	0.52	0.49	0.46
	3.0	0.61	0.57	0.53	0.50	0.48	0.45
	4.0	0.60	0.56	0.53	0.49	0.47	0.44
	≥5.0	0.59	0.55	0.52	0.49	0.46	0.43

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.3.2 Aplicación De Los Factores De Corrección.

Para el cálculo de la capacidad los factores de corrección se aplican en forma simultánea.

Por tanto, la capacidad en vehículos mixtos por hora, C_{60} . Para esas condiciones, suponiendo que hay variaciones aleatorias del volumen durante esa hora, está dada por la siguiente expresión:



4.1.3.1.3.2.1 Variaciones Aleatorias Del Volumen De Tránsito.

Cuando el volumen horario que circula por un sector de una vía se acerca a su capacidad, sin alcanzarla, debido a que siempre variaciones aleatorias en la demanda de tránsito, puede suceder que en ciertos momentos la demanda exceda la capacidad de tránsito, puede suceder que en cierto momento la demanda exceda la capacidad y se produzca congestión. Las consecuencias adversas de estas congestiones momentáneas suelen prolongarse mucho más allá de los momentos donde hay déficit de capacidad y por ese motivo trata de evitarlas hasta donde sea posible.

Para tener en cuenta esas variaciones aleatorias del volumen de demanda, en los análisis de capacidad se puede:

- Utilizar el volumen de demanda horario que corresponde al máximo volumen que ocurra normalmente en una fracción de la hora.
- Reducir la capacidad para tener en cuenta ese pico dentro la hora.

Este método se ha optado para la segunda alternativa.

Las fracciones de la hora elegida son de cinco minutos y para reducir la capacidad se procede a multiplicar la capacidad horaria por un factor menor que la unidad, que la disminuye en una magnitud igual al aumento aleatorio normal del volumen durante el periodo de cinco minutos de mayor demanda. Este es el factor de pico horario FHP, que se debe estimar tomando el valor correspondiente a la tabla 4.35. Multiplicando la capacidad C_{60} por FHP se calcula la capacidad en vehículos mixtos (livianos y pesados) por hora, para las



condiciones estudiadas, compensando las variaciones aleatorias normales que ocurren durante de 5 minutos.

Ecuación 25

Tabla 4.3.5 FACTOR DE HORA PICO. FHP

VOLUMEN HORARIO TOTAL Veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO	VOLUMEN HORARIO TOTAL Veh/h (C60)	FACTOR DE PICO HORARIO
100	0.68	1600	0.90
200	0.70	1800	0.92
300	0.72	2000	0.93
400	0.74	2200	0.95
600	0.78	2400	0.95
800	0.81	2600	0.96
1000	0.84	2800	0.97
1200	0.86	≥3000	0.97
1400	0.89		

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4 Método Para El Cálculo Del Nivel De Servicio.

3.1.3.1.4.1 Descripción De Los Factores De Ajuste.

La manera de calcular el nivel de servicio es similar a la empleada para estimar la capacidad. Se parte de una velocidad para condiciones ideales que se va multiplicando por distintos factores de corrección menores a la unidad, hasta convertirla en la velocidad ideal, según mediciones de campo, es de 90 km/h. los requisitos que caracterizan las condiciones ideales respecto al nivel de servicio son los mismo que los relativos a la capacidad, más la ausencia de interacciones vehiculares.



Las características de vía y de tránsito que se tienen en cuenta en el cálculo de la velocidad media para condiciones que se estudian son las siguientes.

4.1.3.1.4.1 Pendientes.

Las pendientes ejercen un efecto directo en el nivel de servicio al influir en la velocidad de los vehículos. Las pendientes ascendentes reducen la velocidad y las descendentes pueden aumentarla o disminuirlas, pero generalmente las ascendentes son las críticas y así se consideran en este método.

A fin de evitar un paso, la tabla 4.3.5 da directamente una velocidad a flujo libre de los automóviles para pendientes de distintas longitudes e inclinaciones.

Pueden considerarse que esta velocidad V_i se desarrolla en condiciones casi ideales y su determinación es el punto de partida para el nivel de servicio.



**Tabla 4.3.5-1 VELOCIDAD MEDIA IDEAL DE AUTOMÓVILES A
FLUJO LIBRE EN PENDIENTE ASCENDENTE (Vi)**

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (km)											
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
0	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
1	88	86	86	86	85	85	85	85	85	85	85	85
2	86	82	81	81	80	80	80	80	80	80	80	80
3	83	79	77	76	75	75	75	75	75	75	75	75
4	82	77	74	72	70	70	69	69	69	69	68	68
5	81	74	70	68	66	66	65	65	64	64	64	64
6	80	73	67	65	63	62	61	61	60	60	60	60
7	85	69	63	60	59	56	55	55	54	54	54	54
8	76	66	60	55	54	52	51	51	50	50	49	49
9	70	59	52	49	48	46	44	44	43	43	43	43
10	66	52	46	42	41	40	39	38	38	37	37	37
11	61	46	39	38	35	34	33	31	31	30	30	30
12	55	39	34	30	29	27	27	26	26	25	25	25

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.1.2 Utilización De La Capacidad.

Cualesquiera que sean las características de la vía que influya en la velocidad media de una corriente vehicular, la variedad que existe entre las velocidades a que quieren ir los distintos conductores de vehículos causa interacciones entre ellos. Los conductores más lentos retardan a los más rápidos, mientras que los más rápidos no obligan a acelerar a los más lentos, por lo tanto, el efecto de las interacciones es reducir la velocidad media de la corriente vehicular.



Cuando los conductores rápidos pueden adelantar a los lentos, el efecto de las interacciones no es tan grande, pero a medida que la vía se va saturando, los sobrepasos son más difíciles y la velocidad media va disminuyendo.

Además que conforme aumenta la densidad los conductores van perdiendo la confianza y reducen su velocidad. Lo cierto es que la utilización de la capacidad, medida por la relación volumen / capacidad, ejerce un efecto innegable sobre la velocidad de los vehículos. Este efecto está representado por el factor f_u de la tabla 4.3.6. Como se trata de un factor de corrección a nivel de servicio medio que se brinda durante una hora. La relación volumen/capacidad se calcula dividiendo el volumen de demanda entre la capacidad C_{60} sin multiplicarla por el factor pico horario FHP. Esta relación es menor que la relación volumen/ C_5 que se utiliza para observar la probabilidad de ser superada la capacidad durante un pico de cinco minutos.

**Tabla 4.3.6 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO
POR EFECTO DE LA UTILIZACIÓN DE LA CAPACIDAD (f_u)**

RELACION VOLUMEN CAPACIDAD Q/C_{60}	FACTOR DE CORRECCION
0.1	0.99
0.2	0.98
0.3	0.96
0.4	0.92
0.5	0.87
0.6	0.82
0.7	0.75
0.8	0.68
0.9	0.59
1.0	0.50

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS



4.1.3.1.4.1.3 Estado De La Superficie De Rodadura.

La incidencia del estado del pavimento en la velocidad es mayor que en la capacidad, y esta incidencia se acentúa conforme aumenta la velocidad, pues a muy bajas velocidades es prácticamente nula. Está representada por factor de corrección fsr de la tabla 4.3.7.

Tabla 4.3.7 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR EL ESTADO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA (fsr)

VELOCIDAD (Km/h) V ₁	IRI 6 mm/m	IRI 4 a 6 mm/m	IRI 2 a 4 mm/m
	AREA AFECTADA Mayor del 30%	AREA AFECTADA Mayor del 15 a 30%	AREA AFECTADA Menor del 15%
	Nivel Funcional 2	Nivel Funcional 3	Nivel Funcional 4 ó 5
20	1.00	1.00	1.00
30	0.99	0.99	1.00
40	0.97	0.98	1.00
50	0.93	0.95	1.00
60	0.88	0.92	0.98
70	0.81	0.87	0.97
80	0.73	0.82	0.96
90	0.63	0.75	0.94

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.1.4 Ancho De Carril Y Berma.

Los efectos de las deficiencias en los anchos de carriles y berma se hacen sentir más en la velocidad que en la capacidad. Por esta razón los factores de corrección fcb de la tabla 4.3.8, que tiene en cuenta ese efecto, son menores que los correspondientes Fcb de la Tabla 4.3.3



Tabla 4.3.8 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO POR EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y BERMA (fcb)

ANCHO UTILIZABLE DE LA BERMA (m)	ANCHO DEL CARRIL (m)				
	3.65	3.50	3.30	3.00	2.70
1.80	1.00	0.97	0.93	0.85	0.73
1.50	0.98	0.95	0.91	0.83	0.71
1.20	0.95	0.93	0.89	0.81	0.70
1.00	0.96	0.92	0.88	0.80	0.69
0.50	0.91	0.88	0.84	0.76	0.66
0.00	0.88	0.85	0.81	0.73	0.63

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.1.5 Presencia De Vehículos Pesados.

Estos vehículos desarrollan menores velocidades que los vehículos ligeros y su presencia los retardan. La magnitud de este retardo depende de:

La velocidad de automóviles a flujo restringido, V_i , pues mientras más rápidamente vayan, mayor será su retardo.

La inclinación y la longitud de la pendiente del sector que se estudia, ya que ambos factores determinan la velocidad de los vehículos pesados.

El porcentaje de vehículos pesados, porque según aumenta este porcentaje se eleva la probabilidad de que causen interferencia en el resto de los vehículos.

El volumen de tránsito de ambos sentidos, que al aumentar disminuye las oportunidades de sobrepaso e incrementa la longitud de los pelotones detrás de los caminos.



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



El efecto de los vehículos pesados en el tránsito se tiene en cuenta determinando un factor f_p el producto de los factores f_{p1} f_{p2} que aparecen en la tabla 4.3.9 y 4.3.10



**Tabla 4.3.9 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO
POR LA PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS EN PENDIENTES
ASCENDENTES (fp1)**

PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMOVILES EN Km/h (V ₂)					
		≥ 90	80	70	60	50	≤ 40
0	TODAS	0.85	0.88	0.92	0.97	1.00	1.00
	0.5	0.84	0.88	0.91	0.96	1.00	1.00
1	1.0	0.80	0.84	0.89	0.95	1.00	1.00
	1.5	0.76	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.0	0.75	0.82	0.88	0.95	1.00	1.00
	2.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
	3.0	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
	≥ 3.5	0.75	0.81	0.88	0.95	1.00	1.00
2	0.5	X	0.00	0.91	0.95	1.00	1.00
	1.0	X	0.87	0.87	0.93	1.00	1.00
	1.5	X	0.82	0.85	0.92	0.99	1.00
	2.0	X	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	2.5	X	0.79	0.84	0.92	0.98	1.00
	3.0	X	0.78	0.84	0.92	0.98	1.00
	≥ 3.5	X	0.77	0.84	0.92	0.98	1.00
3	0.5	X	0.84	0.88	0.92	0.98	1.00
	1.0	X	0.79	0.84	0.89	0.97	1.00
	1.5	X	0.75	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.0	X	0.74	0.80	0.87	0.95	1.00
	2.5	X	0.73	0.79	0.87	0.95	1.00
	≥ 3.0	X	0.73	0.79	0.86	0.95	1.00
4	0.5	X	0.82	0.86	0.91	0.97	1.00
	1.0	X	0.77	0.81	0.87	0.95	1.00
	1.5	X	0.72	0.77	0.84	0.92	1.00
	2.0	X	0.72	0.77	0.83	0.92	1.00
	2.5	X	0.71	0.76	0.83	0.91	1.00
	3.0	X	0.71	0.75	0.82	0.91	1.00
	≥ 3.5	X	0.70	.74	0.82	0.91	1.00



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMOVILES EN Km/h (V ₂)						
		≥ 80	70	60	50	40	30	≤ 20
5	0.5	0.81	0.85	0.89	0.95	1.00	1.00	1.00
	1.0	0.70	0.76	0.81	0.89	0.99	1.00	1.00
	1.5	0.68	0.73	0.79	0.87	0.97	1.00	1.00
	2.0	0.67	0.72	0.78	0.86	0.97	1.00	1.00
	2.5	0.66	0.71	0.77	0.86	0.96	1.00	1.00
	3.0	0.66	0.71	0.77	0.85	0.96	1.00	1.00
	≥ 3.5	0.66	0.70	0.76	0.85	0.95	1.00	1.00
6	0.5	0.75	0.79	0.84	0.90	0.98	1.00	1.00
	1.0	0.64	0.69	0.75	0.82	0.92	1.00	1.00
	1.5	0.63	0.67	0.73	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.0	0.62	0.67	0.72	0.80	0.90	1.00	1.00
	2.5	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
	3.0	0.62	0.66	0.71	0.79	0.90	1.00	1.00
	≥ 3.5	0.61	0.66	0.71	0.78	0.89	1.00	1.00
7	0.5	0.72	0.76	0.81	0.86	0.94	1.00	1.00
	1.0	0.61	0.65	0.70	0.76	0.87	1.00	1.00
	1.5	0.60	0.63	0.69	0.75	0.85	0.99	1.00
	2.0	0.59	0.63	0.68	0.74	0.84	0.98	1.00
	2.5	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	3.0	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	3.5	0.59	0.62	0.67	0.73	0.83	0.97	1.00
	≥ 4.0	0.58	0.61	0.66	0.73	0.82	0.95	1.00
8	0.5	0.68	0.72	0.77	0.82	0.90	1.00	1.00
	1.0	0.58	0.61	0.65	0.72	0.80	0.95	1.00
	1.5	0.57	0.60	0.64	0.70	0.78	0.92	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.69	0.77	0.91	1.00
	2.5	0.56	0.59	0.63	0.68	0.76	0.90	1.00
	3.0	0.56	0.59	0.62	0.68	0.76	0.89	1.00
	3.5	0.56	0.58	0.62	0.68	0.75	0.89	1.00
	4.0	0.56	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00
	≥ 4.5	0.55	0.58	0.62	0.67	0.75	0.89	1.00



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMOVILES EN Km/h (V ₂)						
		≥ 70	60	50	40	30	20	≤ 10
9	0.5	0.65	0.70	0.75	0.83	0.95	1.00	1.00
	1.0	0.57	0.61	0.66	0.74	0.86	1.00	1.00
	1.5	0.56	0.59	0.64	0.72	0.83	1.00	1.00
	2.0	0.56	0.59	0.63	0.71	0.82	1.00	1.00
	2.5	0.55	0.58	0.63	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.0	0.55	0.58	0.62	0.70	0.81	1.00	1.00
	3.5	0.55	0.58	0.62	0.69	0.81	1.00	1.00
	≥ 4.0	0.55	0.57	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
10	0.5	0.61	0.65	0.71	0.79	0.91	1.00	1.00
	1.0	0.55	0.58	0.62	0.69	0.80	1.00	1.00
	1.5	0.53	0.57	0.61	0.67	0.77	0.97	1.00
	2.0	0.52	0.55	0.59	0.65	0.76	0.95	1.00
	2.5	0.52	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	3.0	0.52	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	3.5	0.52	0.55	0.58	0.64	0.74	0.93	1.00
	≥ 4.0	0.51	0.54	0.58	0.63	0.73	0.92	1.00
11	0.5	X	0.60	0.65	0.73	0.85	1.00	1.00
	1.0	X	0.55	0.59	0.64	0.74	0.93	1.00
	1.5	X	0.53	0.57	0.62	0.71	0.88	1.00
	2.0	X	0.52	0.56	0.61	0.69	0.86	1.00
	2.5	X	0.52	0.55	0.60	0.68	0.85	1.00
	3.0	X	0.51	0.55	0.60	0.68	0.84	1.00
	3.5	X	0.51	0.55	0.59	0.67	0.84	1.00
	≥ 4.0	x	0.51	0.54	0.59	0.67	0.83	1.00



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



PENDIENTE ASCENDENTE %	LONGITUD DE LA	VELOCIDAD MEDIA DE LOS AUTOMOVILES EN km/h. (V ₂)					
		≥ 60	50	40	30	20	≤ 10
12	0.5	0.55	0.59	0.65	0.75	0.94	1.00
	1.0	0.51	0.54	0.60	0.67	0.83	1.00
	1.5	0.50	0.53	0.58	0.65	0.79	1.00
	2.0	0.49	0.52	0.57	0.63	0.78	1.00
	2.5	0.49	0.52	0.56	0.63	0.77	1.00
	3.0	0.49	0.51	0.56	0.62	0.75	1.00
	3.5	0.48	0.51	0.55	0.62	0.75	1.00
	4.0	0.48	0.51	0.55	0.62	0.75	1.00
	≥4.5	0.48	0.51	0.55	0.61	0.74	1.00

Esta tabla está basada en el trabajo de investigación realizado por Herrera. Se ha calculado suponiendo un volumen de 400 vehículos por hora en ambos sentidos y de 30% de vehículos pesados..

Los factores de corrección para otras condiciones se obtienen multiplicando estos valores por los factores de la tabla 11.

X: Significa que la pendiente y su longitud no permite que se alcance la velocidad especificada.

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS



Tabla 4.3.10 FACTORES DE CORRECCIÓN AL NIVEL DE SERVICIO
POR LA PRESENCIA DE VEHÍCULOS PESADOS (fp2)

PORCENTAJE DE VEHICULOS PESADOS	VOLUMENES EN AMBOS SENTIDOS (veh/h)								
	≤ 50	100	200	300	400	500	600	800	≥ 1000
0	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
10	1.07	1.07	1.07	1.07	1.06	1.05	1.04	1.02	1.00
20	1.04	1.04	1.03	1.03	1.02	1.01	0.99	0.97	0.96
30	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95
40	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94
50	0.98	0.97	0.95	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
60	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
70	0.93	0.92	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
80	0.92	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
90	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
100	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.1.6 Curvatura.

Para tener en cuenta la curvatura hay que comparar la velocidad en tangente, con la máxima velocidad que permite la curva más cerrada del sector este valor máximo, V_c , aparece en la tabla 4.3.11. Si la velocidad en tangente es mayor que V_c es necesario calcular la velocidad media teniendo en cuenta la longitud del sector.



**Tabla 4.3.11 VELOCIDAD MÁXIMA QUE PERMITE LA CURVA
MÁS CERRADA DE SECTOR (V_c)**

RADIO DE CURVATURA (m)	VELOCIDAD MAXIMA (km/h)
20	37
40	46
60	51
80	54
100	57
150	62
200	66
300	71
400	74
500	77

Se supone que la curva tiene peraltes adecuados.

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.1.7 Determinación Del Nivel De Servicio.

Una vez conocida el valor de la velocidad media V , se determina el nivel de servicio de la tabla 4.3.12. Esta tabla ofrece una escala separada para cada tipo de terreno y para el nivel de servicio, tiene en cuenta que las exigencia de los conductores disminuyen a mitad que la topografía se va haciendo más abruptas. La tabla refleja con facilidad pequeños cambios en el diseño detallado de un sector. Mediante la mejora de algunas características de la vía (ancho de carril, berma, radio de curvatura, etc.) se puede modificar el nivel de servicio.



Tabla 4.3.12 VELOCIDADES EN Km/h QUE DETERMINAN LOS NIVELES DE SERVICIO POR TIPO DE TERRENO (Vc)

Tipo de Terreno PENDIENTE LONGITUDINAL	NIVEL DE SERVICIO					
	A	B	C	D	E	F
Planos (3 %)	≥ 83	72-83	62-72	52-62	42-52	≤ 42
Ondulado (≥3 - 6%)	≥ 68	59-68	51-59	43-51	34-43	≤ 34
Montañoso (≥6 - 8%)	≥ 52	45-52	39-45	33-39	26-33	≤ 26
Escarpado (8 %)	≥ 36	31-36	27-31	23-27	18-23	≤ 18

Fuente: Manual de Capacidad y niveles de servicio INVIAS

4.1.3.1.4.2 Aplicación De Los Factores De Corrección.

De la tabla 4.24, se encuentra la velocidad ideal a flujo libre, V_i , en pendientes ascendentes para una pendiente dada y una longitud caracterizada.

Con V_i se calcula la velocidad de automóviles a flujo restringido V_1 ; con el factor de la utilización de la capacidad f_u de la tabla 4.3.6,

Ecuación 26

Con los factores de superficie de rodadura f_{sr} y del efecto combinado del ancho de carril y berma tomados de las tablas 4.3.7 y 4.3.8, respectivamente se calcula la velocidad a flujo restringido, V_2 , para las condiciones de la vía.

Ecuación 27

Se determina el Factor total por vehículos pesados f_{pt} , a partir de los factores de corrección del nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes, f_{p1} y f_{p2} tablas 4.3.9 y 4.3.10.



Si $f_{pt} = 1$ entonces $f_{pt} = 1$ Ecuación 28

La velocidad de tránsito mixto a flujo restringido para las condiciones de la vía en tangente V_3 :

Ecuación 29

Calcular la velocidad máxima que permite la curva más cerrada, según tabla 4.3.11, V_c . Km/h

Si $V_3 < V_c$ determinar la velocidad media V a partir de V_3 .

Si $V_3 > V_c$ determinar la velocidad media V a partir del procedimiento cuando la curvatura la limita:

La longitud de la curva es:

— Ecuación 30

El cálculo de la longitud acelerando y desacelerando es:

Ecuación 31

El recorrido con velocidad V_3 se determina por medio de la longitud del tramo, L :

Ecuación 32

El tiempo transcurriendo a la velocidad V_3 es:

— Ecuación 33

Los tiempos de aceleración y deceleración son respectivamente:



-

—————Ecuación 34

-

—————Ecuación 35

-

—————Ecuación 36

Ecuación 37

Ecuación 38

—————Ecuación 39

Y se determina el Nivel de Servicio a partir de la velocidad media, V. tabla
4.3.12.



4.1.3.2 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERA DE DOSCARRILES. MÉTODO HCM 2000.

4.1.3.2.1 Introducción.

El análisis de la operación de las carreteras de dos carriles de acuerdo a la metodología presentada en el Capítulo 20 del Manual de Capacidad Vial 2000 (HCM 2000). Antes de comenzar es importante aclarar algunos conceptos utilizados en la metodología como lo es la clasificación de las carreteras de dos carriles, el alcance y las limitaciones de la metodología.

Las carreteras de dos carriles pueden ser clasificadas en dos clases para el análisis:

- ❖ **Clase I:** Son carreteras de dos carriles sobre la cual los conductores esperan viajar a altas velocidades (relativamente). Son las principales rutas entre ciudades, principalmente arterias que conectan los mayores generadores de tráfico, rutas diarias de conductores que viajan a sus trabajos, o conexiones principales en redes de carreteras estatales o nacionales. Las infraestructuras de Clase I a menudo sirven para viajes de largas distancias o proveen conexión entre facilidades que sirven para viajes de larga distancia.
- ❖ **Clase II:** Estas son carreteras de dos carriles sobre la cual los conductores no necesariamente esperan viajar a altas velocidades. Carreteras de dos carriles que funcionan como rutas de acceso a infraestructuras Clase I, sirven como rutas recreacionales o panorámicas que no son arterias primarias, o que atraviesan terrenos escarpados, son asignados a la Clase II. Las infraestructuras Clase II muy a menudo sirven para viajes relativamente cortos, la parte inicial y final de viajes largos o viajes para los cuales la visibilidad juega un papel significativo.



4.1.3.2.2 Resumen Del Alcance De La Metodología.

El análisis operacional de las carreteras de dos carriles que se presenta en el Manual considera dos condiciones en el que se puede estudiar segmentos de la carretera de dos carriles tomando en cuenta las dos direcciones en conjunto y segmentos por dirección.

Los segmentos de dos direcciones pueden incluir secciones más largas de carretera de dos carriles con secciones transversales homogéneas y una relativamente constante demanda de volumen y mezcla de vehículos sobre toda la longitud del segmento. Los segmentos de dos direcciones pueden estar localizados en terrenos planos u ondulados. Las carreteras de dos carriles que se encuentran en terreno montañoso o con pendientes de 3% o más para longitudes de 1.0 kilómetro o más no pueden ser analizadas como segmentos de dos direcciones. En su lugar, pueden ser analizadas como pendientes específicas. La metodología para el análisis del segmento de dos direcciones aplica para ambas direcciones de viajes combinadas.

Los segmentos direccionales se enfocan en una dirección de viaje de una carretera de dos carriles con secciones transversales homogéneas y una demanda relativamente constante de volumen y mezcla de vehículos. Cualquier segmento de carretera puede ser evaluado con el procedimiento de segmento direccional, pero el análisis separado por dirección de viaje puede ser particularmente apropiado para pendientes empinadas y para segmentos que contengan carriles para rebasar.

El análisis operacional de los segmentos direccionales aplica para terrenos planos u ondulados y pendientes específicos. Cuando solo una dirección de viaje es analizada bajo la metodología de segmento de dos direcciones, debe usarse el procedimiento para segmento direccional en terrenos planos u ondulados. Todos los segmentos direccionales en terrenos montañosos y todas



las pendientes de 3% o más con longitudes de 1.0 km o más debe ser analizado como pendiente específica.

Las medidas de desempeño determinadas por la metodología de segmentos direccionales aplican solamente para la dirección de viaje que está siendo analizada. Sin embargo, las medidas de desempeño del tráfico para el análisis direccional están influenciadas por la tasa de flujo y las características del tráfico de la dirección opuesta.

4.1.3.2.3 Limitaciones De La Metodología.

Algunas carreteras de dos carriles, particularmente aquellas que involucran la interacción entre varios carriles para rebasar o para ascender, son muy complejos para ser tratados con los procedimientos de esta metodología.

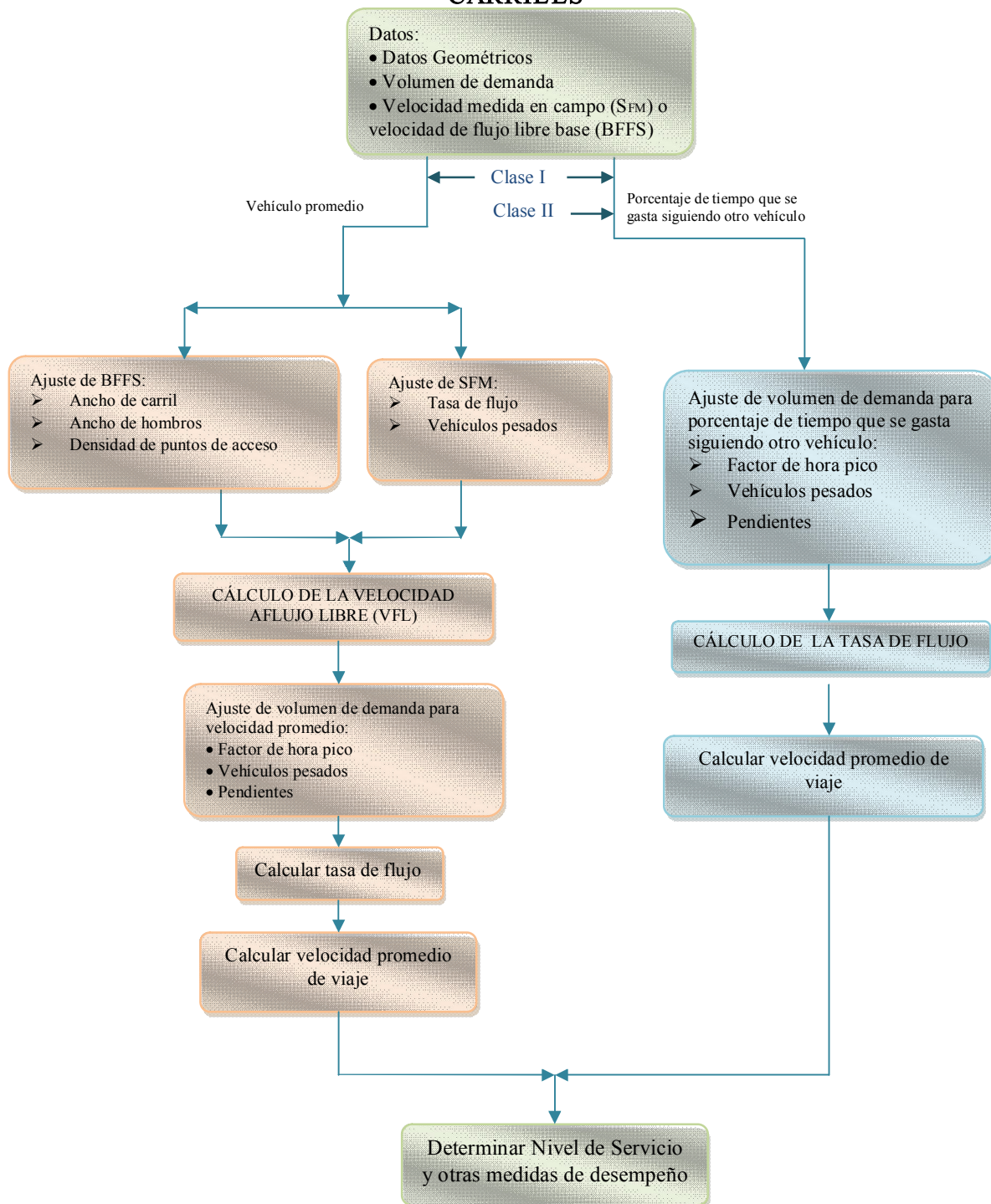
El análisis operacional de esta metodología tampoco aplica para carreteras de dos carriles con intersecciones semaforizada. Las intersecciones semaforizada aisladas en carreteras de dos carriles deben ser analizadas con la metodología de “Intersecciones Semaforizada” del Manual de Capacidad Vial 2000.

Las carreteras de dos carriles en áreas urbanas y suburbanas con múltiples intersecciones semaforizada espaciadas cada 3.2 km o menos pueden ser evaluadas con la metodología de “Calles Urbanas” del Manual de Capacidad Vial 2000.

La Figura 4.4.1 resume la metodología básica para las carreteras de dos carriles.



FIGURA 4.4.1 METODOLOGÍA PARA LAS CARRETERAS DE DOS
CARRILES



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.3.2.3.1 Capacidad.

La capacidad de una carretera de dos carriles es de 1,700 pc/h para cada dirección de viaje por tanto la capacidad no debe exceder 3,200 pc/h para ambas direcciones de viaje combinadas. Para longitudes cortas de carreteras de dos carriles, como túneles o puentes, una capacidad de 3,200 a 3,400 pc/h para ambas direcciones de viajes combinadas puede ser aceptada pero no puede ser esperada para una longitud extensa.

4.1.3.2.3.2 Nivel De Servicio.

Las medidas de servicio para carreteras de dos carriles están definidas por la velocidad promedio de viaje (ATS) y el porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo (PTSF). En carreteras Clase I, una movilidad eficiente es de gran importancia y el nivel de servicio (LOS) es definido en términos del PTSF y el ATS. En carreteras Clase II, la movilidad es menos crítica y el LOS es definido solamente en términos del PTSF sin considerar ATS.

Los criterios de LOS mostrados en las Tablas 4.4.1 y 4.4.2, así como en la Figura 4.4.2 aplican a todos los tipos de carreteras de dos carriles.

**Tabla 4.4.1 CRITERIO DE NIVELES DE SERVICIO (LOS) PARA C2K
EN VÍAS CLASE I**

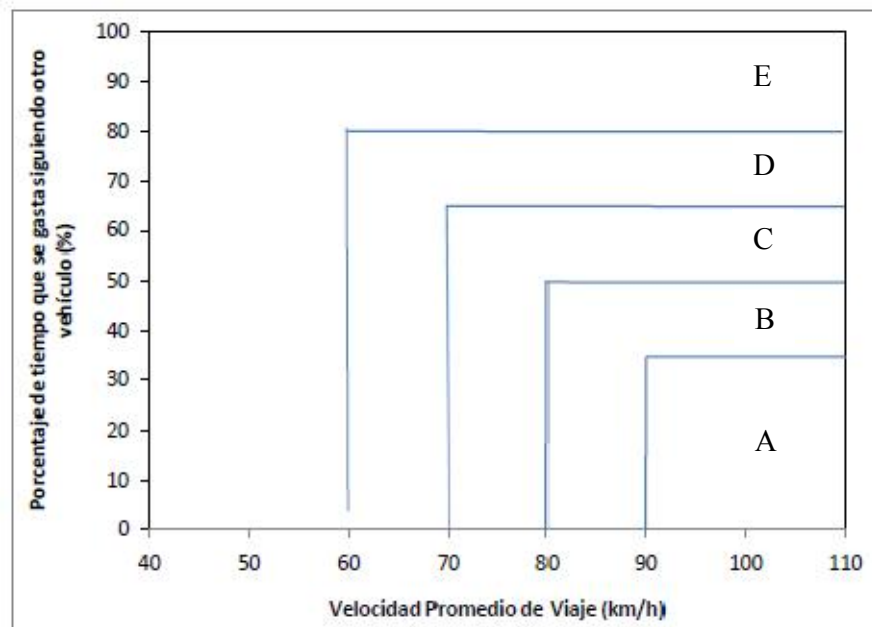
LOS	Porcentaje de Tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo PTSF	Velocidad promedio de viaje ATS (km/h)
A	< 35	> 90
B	> 35-50	> 80-90
C	> 50-65	> 70-80
D	> 65-80	> 60-70
F	> 80	< 60

Nota: El LOS F aplica siempre que la tasa de flujo exceda la capacidad del segmento

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



Figura 4.4.2 CRITERIO GRÁFICO DE NIVELES DE SERVICIO (LOS)
PARA C2K VÍAS CLASE I



Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Tabla 4.4.2 CRITERIO DE NIVEL DE SERVICIO (LOS) PARA C2K EN
VÍAS CLASE II

LOS	Porcentaje de Tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo PTSF
A	< 40
B	> 40-55
C	> 55-70
D	> 70-85
E	> 85

Nota: El LOS F aplica siempre que la tasa de flujo exceda la capacidad del segmento

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.3.2.4 Determinación De La Velocidad A Flujo Libre (FFS).

Una clave en la valoración de los Niveles de Servicio es determinar la velocidad a flujo libre, FFS. La FFS es medida utilizando la velocidad promedio de tráfico bajo condiciones de flujo bajo (hasta 200 Veh/h en los dos sentidos) si la medida en el campo debe ser hecha con tasas de flujo en los dos sentidos de más de 200 Veh/h debe realizarse un ajuste de volumen cuando se determina la FFS. Este volumen ajustado se discute más adelante.

Dos métodos generales pueden ser utilizados para determinar la FFS, medida en campo y estimada con pautas previstas. El procedimiento de medición de campo ayudada mediante la recolección de estos datos directamente o incorporando las medidas dentro de programas de monitoreo de velocidad. Sin embargo, las medidas de campo no son necesarias para un análisis operacional – La FFS puede ser estimada desde unos datos de campo y conocimientos del usuario de las condiciones y características de la carretera.

4.1.3.2.4.1 Velocidad A Flujo Libre Medida En Campo.

La FFS de una carretera puede ser determinada directamente desde un estudio de velocidad dirigido en el campo. No se hacen ajustes para los datos de medida de campo. El estudio de velocidad debe ser realizado en una localización representativa dentro del segmento de la carretera que está siendo evaluada; por ejemplo, un sitio sobre un ascenso corto no debe ser seleccionado dentro de un segmento que está generalmente en terreno plano. Cualquier técnica de medida de velocidad aceptable para otros estudios de ingeniería de velocidad de tráfico puede ser usada. El estudio de campo debe ser realizado en periodos de baja circulación de tráfico (menos de 200 Veh/ para los dos sentidos de circulación) y debe ser medida la velocidad de todos los vehículos o de un muestreo sistemático. Una muestra representativa de la velocidad debe ser obtenida de al menos cien vehículos. Además orientación sobre estudios de velocidad es



encontrado en textos de ingeniería de tráfico estándar tales como el Manual de Estudios de Ingeniería de Transporte.

Si el estudio de velocidad debe ser realizado para una tasa de circulación en los dos sentidos de más que 200 Veh/h, la FFS puede ser hallada usando la relación entre la circulación y la velocidad, del HCM asumiendo que los datos sobre los volúmenes de tráfico son registrados al mismo tiempo. La FFS puede ser calculada con base en los datos de campo como se muestra en la Ecuación 40

— ECUACIÓN 40

Dónde:

FFS = Velocidad de flujo libre estimada (km/h)

S_{FM} = Velocidad del tráfico medida en campo (km/h)

V_f = Tasa de flujo observada para el periodo cuando los datos de campo fueron obtenidos (veh/h)

f_{HV} = factor de ajuste por vehículos pesados, determinado como se muestra en la Ecuación 43

4.1.3.2.4.2 Velocidad De Flujo Libre Estimada.

La FFS puede ser estimada indirectamente si no hay datos de campo disponibles. Este es un mayor reto para las carreteras de dos carriles que para otros tipos de infraestructuras de flujo ininterrumpido debido a que la FFS para una carretera de dos carriles puede variar en un rango de 70 a 110 km/h.

Para determinar FFS, el analista debe caracterizar las condiciones de operación de la infraestructura en términos de la velocidad de flujo libre base (BFFS por sus siglas en inglés de Base Free-FlowSpeed). La velocidad de diseño y la velocidad establecida como límites de velocidad que se marcan en la



señalización vertical a orillas de las carreteras pueden ser consideradas para determinar la BFFS. Una vez que la BFFS es estimada, se procede a ser ajustada por los efectos del ancho de carril, ancho de hombro y densidad de puntos de acceso. La FFS es estimada usando la Ecuación 41

ECUACIÓN 41

Dónde:

FFS = Velocidad de flujo libre estimada (km/h)

BFFS = Velocidad de flujo libre base (km/h)

f_{LS} = Ajuste por ancho de carril y hombros (Ver Tabla 4.4.3)

f_A = Ajuste por puntos de acceso (Ver Tabla 4.4.4). La densidad de puntos de acceso se encuentra dividiendo el número total de intersecciones o caminos en ambos lados del segmento de la carretera, entre la longitud del segmento, en kilómetros.

El primer ajuste para la FFS estimada relaciona los efectos del carril y el ancho de la berma. Las condiciones bases para C2K requiere 3.6 m de ancho de carril y 1.8 m de ancho de berma. La Tabla 4.33 lista los ajuste para la FFS estimada para carriles y bermas angostos. El dato del Tabla 4.33 indica, por ejemplo, una C2K con 3.3 m de carril y un ancho de berma completo tiene un FFS que es 0.7 km/h menos que una carretera con un carril base y con bermas amplias. Similarmente, una C2K con 3.6 m de carril y 0.6 m de bermas tiene un FFS 4.2 Km/h menos que una carretera con carril base y amplias bermas.



Tabla 4.4.3 AJUSTE (f_{LS}) POR ANCHO DE CARRIL Y BERMA

Ancho de Carril (m)	Reducción en FFS (km/h)			
	Ancho de Hombro (m)			
	$\geq 0.0 < 0.6$	$\geq 0.6 < 1.2$	$\geq 1.2 < 1.8$	≥ 1.8
$2.7 < 3.0$	10.3	7.7	5.6	3.5
$\geq 3.0 < 3.3$	8.5	5.9	3.8	1.7
$\geq 3.3 < 3.6$	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

El Tabla 4.4.4 lista los ajustes para densidad de puntos de acceso por kilómetro. Los datos indican que cada punto de acceso por kilómetro disminuye la FFS estimada en cerca de 0.4 km/h. La densidad de puntos de acceso es hallada dividiendo el número total de interacciones y vías de acceso en ambos lados del segmento del camino por la longitud del segmento en kilómetros. Una intersección o acceso de camino debe ser incluido solo si ésta influye en la circulación del tráfico; puntos de acceso no notados por el conductor o con una pequeña actividad no deben ser incluidos



Tabla 4.4.4 AJUSTE (f_A) PARA DENSIDAD DE PUNTOS DE ACCESO

Puntos de Acceso por km	Reducción en FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Cuando un dato sobre el número de los puntos de acceso en un segmento C2K no está disponible (ejemplo, cuando la carretera no ha sido construida todavía), pueden usarse las pautas dadas en el capítulo 12. Del HCM

Si un segmento de carretera contiene curvas horizontales cerradas con velocidades de diseño especialmente por debajo del resto del segmento este puede ser ideal para determinar la FFS separadamente para curvas y tangentes y cálculos de promedio pesados de la FFS para un segmento como para todo completo.

Los datos para la relación de FFS en este capítulo incluyen ambos, viajes regulares y viajes no regulares. No hubo diferencias significativas entre los dos. Sin embargo, se espera que conductores regulares puedan usar una facilidad más eficientemente que los usuarios recreacionales y otros conductores ocasionales. Si el efecto de una población de conductores es considerable, la FFS debe ser medida en el campo. Si los valores de campo no pueden ser hechos, se debe seleccionar una FFS para reflejar el efecto anticipado de la población de conductores.



Precaución que debe ser tomada para no subestimar la BFFS de una carretera por la exageración del efecto de una población de conductores dado

4.1.3.2.5 Determinación De La Tasa De Flujo De Demanda (V_p).

El volumen de demanda horario, e deben hacer tres ajustes para determinar el volumen de demanda horaria, si se basan en conteos de tráfico o en estimaciones, se llega a la tasa de flujo de vehículos livianos equivalente, usado en los análisis de Niveles de Servicio. Estos ajustes son el FHP, el factor de ajuste por pendiente f_G , el factor de ajuste de vehículo-pesado, f_{HV} . Estos ajustes son aplicados de acuerdo a la ecuación 43

————— ECUACIÓN 43

Dónde:

V_p = Tasa de flujo equivalente en autos de pasajeros para los 15 minutos de mayor volumen de la hora pico (pc/h)

V = Volumen de demanda para la hora pico completa (veh/h)

PHF = Factor de Hora Pico

f_G = factor de ajuste por pendientes

f_{HV} = factor de ajuste por vehículos pesados

4.1.3.2.5.1 Factor hora pico (FHP).

Representa la variación en el flujo de tráfico dentro de una hora. El FHP puede ser calculado a partir de datos de campo, o pueden ser seleccionados valores



apropiados por omisión de los valores tabulados que se presentan en el Capítulo 12 del HCM2000, estos valores son presentados en la Tabla 4.4.5.

TABLA 4.4.5 VALORES POR OMISIÓN DEL FHP

AREA	PHF
Rural	0.88
Urbana	0.92

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.3.2.5.2 Factor De Ajuste Por Pendiente (f_G).

El factor de ajuste por pendiente, f_G , toma en cuenta el efecto del terreno sobre la velocidad de viaje y el porcentaje de tiempo que se gasta en seguir a otro vehículo, aun si no hay vehículos pesados presentes. El valor del factor de ajuste por pendiente se lista en la Tabla 4.4.6 para estimar la velocidad promedio de viaje y en la Tabla 4.4.7 para estimar el porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo.

TABLA 4.4.6. FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTE (f_G) PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD EN SEGMENTOS DE DOS DIRECCIONES Y SEGMENTO DIRECCIONAL PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I

Rango de la Tasa de Flujo para las dos direcciones (Veh/h)	Rango de la Tasa de Flujo por dirección (Veh /h)	Tipo de Terreno	
		Plano	Ondulado
0 – 600	0 – 300	1.00	0.71
> 600 – 1200	> 300 – 600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



TABLA 4.4.7. FACTOR DE AJUSTE POR PENDIENTE (f_G) PARA DETERMINAR EL PTSF EN SEGMENTOS DE DOS DIRECCIONES Y SEGMENTO DIRECCIONAL PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I y CLASE II

Rango de la Tasa de Flujo para las dos direcciones (Veh /h)	Rango de la Tasa de Flujo por dirección (Veh /h)	Tipo de Terreno	
		Plano	Ondulado
0 – 600	0 – 300	1.00	0.77
> 600 – 1200	> 300 – 600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

4.1.3.2.5.3 Ajuste Por Vehículos Pesados (f_{HV}).

La presencia de vehículos pesados en el tráfico disminuye la velocidad de flujo libre (FFS), porque la base de condiciones de tráfico es asumido solamente para vehículos de pasajeros. Además, los volúmenes de tráfico deben ser ajustados para una tasa de flujo equivalente expresada en los vehículos livianos por hora, este ajuste se realiza usando el factor f_{HV} .

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en el tráfico de tráfico se aplica para dos tipos de vehículos: Camiones y vehículos recreacionales RVS. Los buses no deben ser tratados como un tipo separado de vehículo pesado, pero deben ser incluidos con los camiones. El factor de ajuste de los vehículos pesados requiere dos adelantamientos. Primero, se debe hallar el factor equivalente de vehículo – liviano para camiones (E_T) y para RVS (E_r) para las condiciones actuales de operación. Entonces, usando estos valores, un factor de ajuste debe ser calculado para corregir todos los vehículos pesados en el tráfico de tráfico.



Los equivalentes vehículo liviano para segmentos extendidos de dos sentidos, son determinados desde la Tabla 4.4.8 para velocidades estimadas y desde la Tabla 4.4.9 para el porcentaje estimado tiempo de seguimiento. El terreno de segmento de dos sentidos extenso debe ser categorizado como plano u ondulado.

Terreno Plano:

El terreno plano, es una combinación del alineamiento horizontal y vertical permitiendo que los vehículos pesados mantengan aproximadamente la misma velocidad como un vehículo liviano; estos generalmente incluyen pendientes cortas de no más de 1 o 2 %.

Terreno Ondulado:

El terreno ondulado es cualquier combinación de alineación horizontal y vertical que causa disminución de la velocidad de los vehículos pesados substancialmente por debajo de los vehículos livianos. Pero no para operar a marcha lenta de velocidad para una un espacio significativo de tiempo o frecuencia de intervalos; generalmente, este incluye longitudes de pendientes cortas y medianas de no más del 4%. Los segmentos con longitudes substanciales de más de una pendiente de 4% deben ser analizados con un procedimiento de pendiente específica para segmentos direccionales.



**TABLA 4.4.8 EQUIVALENTE DE VEHÍCULOS DE PASAJEROS
PARA CAMIONES Y VEHÍCULOS RECREACIONALES PARA
DETERMINAR LA VELOCIDAD EN SEGMENTOS DE DOS
DIRECCIONES Y SEGMENTO DIRECCIONAL
PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I**

Tipo de Vehículos	Rango de la Tasa de Flujo para las dos direcciones (Veh/h)	Rango de la Tasa de Flujo por dirección (veh/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Camiones, ET	0 – 600	0 – 300	1.7	2.5
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1.2	1.9
	> 1200	> 600	1.1	1.5
RV's, ER	0 – 600	0 – 300	1.0	1.1
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1.0	1.1
	> 1200	> 600	1.0	1.1

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



**TABLA 4.4.9 EQUIVALENTE DE VEHÍCULOS DE PASAJEROS
PARA CAMIONES Y VEHÍCULOS RECREACIONALES PARA
DETERMINAR PTSF EN SEGMENTOS DE DOS DIRECCIONES Y
SEGMENTO DIRECCIONAL
PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I y CLASE II**

Tipo de Vehículos	Rango de la Tasa de Flujo para las dos direcciones (Veh/h)	Rango de la Tasa de Flujo por dirección (Veh/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Camiones, ET	0 – 600	0 – 300	1.1	1.8
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1.1	1.5
	> 1200	> 600	1.0	1.0
RV's, ER	0 – 600	0 – 300	1.0	1.0
	> 600 – 1200	> 300 – 600	1.0	1.0
	> 1200	> 600	1.0	1.0

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)

Una vez que los valores de ET y ER han sido determinados, el factor de ajuste por vehículos pesados puede ser calculado usando la Ecuación 44

ECUACIÓN 44

Dónde:

f_{HV} = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

P_T = Proporción de camiones en el flujo vehicular, expresado como decimal



P_R = Proporción de vehículos recreacionales en el flujo vehicular, expresado como decimal

E_T = Equivalente en vehículos de pasajeros para camiones, obtenido de la Tabla 48 ó 49

E_R = Equivalente en vehículos de pasajeros para vehículos recreacionales, obtenido de la Tabla 48 ó 49.

4.1.3.2.5.4 Cálculos Iterativos.

Las Tablas de 4.36 a 4.39 clasificadas según la tasa de flujo, sin embargo, hasta que la Ecuación 48 sea aplicada la tasa de flujo no es conocida. Por lo tanto, una aproximación iterativa debe ser aplicada para determinar la tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros v_p , y de ahí, tanto la velocidad de viaje y el porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo.

Primero, se determina la tasa de flujo en veh/h con la fórmula V/PHF . Segundo, se seleccionan valores de f_G , E_T y E_R apropiados de las tablas según la tasa de flujo calculada. Entonces, se determina el v_p con estos valores usando la Ecuación 48 y 49. Si el valor calculado de v_p es menor que el límite superior del rango de la tasa de flujo seleccionado para los cuales f_G , E_T y E_R fueron determinados, entonces el valor de v_p debe ser usado. Si el v_p es mayor que el límite superior del rango de la tasa de flujo seleccionado, se repite el proceso para el rango mayor sucesivo hasta que un valor aceptable de v_p sea encontrado.



4.1.3.2.6 Determinación De La Velocidad Promedio De Viaje (ATS).

La velocidad promedio de viaje es estimada de la velocidad de flujo libre (FFS), la tasa de flujo de demanda y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no pasar.

La velocidad promedio de viaje se estima usando la Ecuación 45

ECUACIÓN 45

Dónde:

ATS = Velocidad promedio de viaje para ambas direcciones de viaje combinadas (km/h)

fnp = Ajuste por porcentaje de zonas de no pasar (Ver Tabla 4.4.10)

Vp = Tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros para los 15 minutos de mayor flujo de la hora pico (pc/h)

La FFS usado en la Ecuación 45 es el valor estimado con la Ecuación 40 ó 41.



TABLA 4.4.10 AJUSTE (fnp) POR EFECTO DE LAS ZONAS DE NO PASAR EN LA ATS EN SEGMENTOS DE DOS DIRECCIONES PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I

Tasa de Flujo en dos direcciones, vp (Veh/h)	Reducción en la Velocidad Promedio de Viaje					
	Zonas de No Pasar (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.3.2.7 Determinación del Porcentaje de Demora en Tiempo (PTSF).

Es estimado desde la tasa de demanda de flujo, la distribución de tráfico direccional y el porcentaje de zonas de no-adelantamiento. La demanda de tasa de flujo V_p para un PTSF es determinada con la ecuación 46 usando el valor del f_{HV} calculado con el equivalente de vehículo liviano de la Tabla 4.4.8. PTSF es entonces estimado usando la ecuación 45. Los valores apropiados del BPTSF pueden ser determinados con la ecuación 47.

El porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo se calcula usando la Ecuación 46

— ECUACIÓN 46

Dónde:

PTSF = Porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo.

BPTSF= Porcentaje de tiempo base que se gasta siguiendo otro vehículo para ambas direcciones de viaje combinadas, se calcula utilizan la Ecuación 47.

$f_{d/np}$ = Ajuste por el efecto combinado de la distribución direccional del tráfico y del porcentaje de zonas de no pasar sobre el porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo (Ver Tabla 4.4.11)

V_p = Tasa de flujo equivalente vehículo liviano por periodo pico de 15 min.

ECUACIÓN 47



4.1.3.2.8 Determinación Del Nivel De Servicio (LOS).

En primer paso en la determinación del Nivel de Servicio (LOS) es comparar la tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros (vp) con la capacidad de las dos direcciones de 3,200 Veh/h. Si vp es mayor que la capacidad, entonces la carretera está sobresaturada y el LOS es F. Similarmente, si la tasa de flujo de demanda en cualquier dirección de viaje (sea determinada de la tasa de flujo en dos direcciones y la distribución direccional) es mayor de 1,700 Veh/h, entonces la carretera es sobresaturada y el LOS es F. En él LOS F, el PTSF es cercano a 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles de estimar.

Cuando un segmento de infraestructura Clase I tiene una demanda menor que la capacidad, el LOS se determina ubicando un punto sobre la Figura 4.4.2, que corresponde al PTSF estimado y al ATS. Si un segmento de infraestructura Clase II tiene una demanda menor que la capacidad, el LOS se determina comparando el PTSF con los criterios de la Tabla 4.4.2



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 4.4.11 AJUSTE (fd/np) POR EL EFECTO COMBINADO DE LA
DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL DEL TRÁFICO Y EL PORCENTAJE DE ZONAS
DE NO PASAR SOBRE EL PTSF EN SEGMENTOS DE DOS DIRECCIONES, PARA
CARRETERAS DE DOS CARRILES CLASE I y CLASE II**

Tasa de Flujo en dos direcciones, vp (pc/h)	Incremento en PTSF (%)					
	Zonas de No Pasar (%)					
	0	20	40	60	80	100
Distribución Direccional = 50/50						
≤200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Distribución Direccional = 60/40						
≤200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.5	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.5
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Distribución Direccional = 70/30						
≤200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Distribución Direccional = 80/20						
≤200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Distribución Direccional = 90/10						
≤200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥ 2000	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

Fuente: Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000)



4.1.3.2.9 Otras Medidas de Desempeño.

La relación v/c para un segmento de dos direcciones puede ser calculado usando la Ecuación 48.

— ECUACIÓN 48

Dónde:

v/c = Relación volumen-capacidad

c = Capacidad del segmento de dos direcciones (normalmente 3,200 Veh/h) para un segmento de dos direcciones combinadas.

vp= Tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros para os 15 minutos de mayor volumen en la hora pico (Veh/h)

El viaje total sobre el segmento de dos direcciones durante los 15 minutos de mayor volumen en la hora pico se calcula usando la Ecuación 49

— ECUACIÓN 49

Dónde:

VkmT15 = Viaje total en el segmento de análisis durante los 15 min de mayor volumen en la hora pico (veh-km).

Lt = Longitud total del segmento de análisis (km)

El viaje total en el segmento de dos direcciones durante la hora pico se calcula usando la Ecuación 50

ECUACIÓN 50

Dónde:

VkmT60 = Viaje total en el segmento de análisis durante la hora pico (veh-km)



La ecuación 51 puede ser usada para calcular el tiempo total de viaje durante los 15 minutos de mayor volumen en la hora pico, usando la Ecuación 49 y 50

————— ECUACIÓN 51

Dónde:

TT15 = Tiempo total de todo el recorrido de todos los vehículos sobre el segmento analizado durante el periodo pico de 15 min (Veh-h)

4.2 Efecto De Los Vehículos Pesados En La Capacidad.

Ya que en nuestro medio tenemos solo carreteras de dos carriles, por lo que solo se analizara los efectos de los vehículos pesados en carreteras de dos carriles por el método HCM 2000 y el método INVIAS.

4.2.1 Efecto De Los Vehículos Pesados En La Capacidad Consideradas por el método HCM 2000.

El método HCM 2000 considera la presencia de vehículos pesados en el tráfico, el cual afecta en la reducción de la velocidad de flujo libre, porque la base de condiciones de tráfico es asumido solamente para vehículos de pasajeros. El volumen de tráfico deben ser ajustado para una tasa de flujo equivalente expresada en los vehículos livianos por hora, este ajuste se realiza usando el factor f_{HV} .

El ajuste por la presencia de vehículos pesados en el tráfico se aplica para dos tipos de vehículos: Camiones y vehículos recreacionales, los buses son tomados en cuenta como camiones, por lo que al momento de la recopilación de datos de campo y en el trabajo de escritorio se debe tomar en cuenta lo mencionado.



El factor de ajuste de los vehículos pesados requiere hallar el factor equivalente de vehículo – liviano para camiones (E_T) y para vehículos recreacionales (E_r) para las condiciones actuales de operación. Entonces, usando estos valores, un factor de ajuste debe ser calculado para corregir todos los vehículos pesados en el tráfico de tráfico.

Los equivalentes vehículo liviano para segmentos extendidos de dos sentidos, son determinados desde la Tabla 4.4.8 para velocidades estimadas y desde la Tabla 4.4.9 para el porcentaje estimado tiempo de seguimiento. El terreno de segmento de dos sentidos extenso debe ser categorizado como plano u ondulado.

Terreno Plano:

El terreno plano, es una combinación del alineamiento horizontal y vertical permitiendo que los vehículos pesados mantengan aproximadamente la misma velocidad como un vehículo liviano; estos generalmente incluyen pendientes cortas de no más de 1 o 2 %.

Terreno Ondulado:

El terreno ondulado es cualquier combinación de alineación horizontal y vertical que causa disminución de la velocidad de los vehículos pesados substancialmente por debajo de los vehículos livianos. Pero no para operar a marcha lenta de velocidad para una un espacio significativo de tiempo o frecuencia de intervalos; generalmente, este incluye longitudes de pendientes cortas y medianas de no más del 4%. Los segmentos con longitudes substanciales de más de una pendiente de 4% deben ser analizados con un procedimiento de pendiente específica para segmentos direccionales.

Una vez que los valores de E_T y E_r han sido determinados, el factor de ajuste por vehículos pesados puede ser calculado usando la Ecuación 44.



ECUACIÓN 44

Dónde:

f_{HV} = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

P_T = Proporción de camiones en el flujo vehicular, expresado como decimal

P_R = Proporción de vehículos recreacionales en el flujo vehicular, expresado como decimal

E_T = Equivalente en vehículos de pasajeros para camiones, obtenido de la Tabla 48 ó 49

E_R = Equivalente en vehículos de pasajeros para vehículos recreacionales, obtenido de la Tabla 48 ó 49.

Y una vez determina el factor de ajuste de vehículos pesados, el cual es menor a la unidad, y además multiplicado por los factores de hora pico (PHF) y el factor de ajuste de pendiente (f_G), como se muestra en la ecuación 42 y dando como resultado el flujo equivalente en autos de pasajeros para los 15 minutos de mayor volumen de hora pico (V_p), dando como resultado un incremento del volumen de demanda por la hora pico

ECUACIÓN 43

Dónde:

V_p = Tasa de flujo equivalente en autos de pasajeros para los 15 minutos de mayor volumen de la hora pico (pc/h)

V = Volumen de demanda para la hora pico completa (veh/h)



PHF = Factor de Hora Pico

f_G = factor de ajuste por pendientes

f_{HV} = factor de ajuste por vehículos pesados

4.2.2 Efecto De Los Vehículos Pesados En La Capacidad Consideradas por el método INVIAS.

El método INVIAS considera la capacidad como el número máximo de intervalos entre vehículos que pasan por un punto de una vía en una hora. Los vehículos pesados reducen ese número de intervalos:

- Por su paso demora más debido a su mayor longitud y a la menor velocidad que desarrollan.
- Porque retardan el paso de vehículos más rápidos que los siguen al obligarlos a reducir su velocidad.
- Porque el aumento del paso de un vehículo produce un incremento del intervalo.

El efecto de la reducción en capacidad que causan los vehículos pesados está dado por el factor “Fp” de la Tabla 4.3.4. En donde el factor de vehículos pesados que afecta a la capacidad es condicionada por la pendiente, la longitud de la pendiente y el porcentaje de vehículos pesados que presenta el tramo en análisis. A mayor pendiente, mayor longitud de la pendiente y mayor volumen de vehículos pesados del tráfico, el factor de reducción de la capacidad será más significativo, como se puede evidenciar en la fórmula del cálculo de la capacidad:

ECUACIÓN 24.



CAPÍTULO V APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD

5.1 ANÁLISIS PARA LA SELECCIÓN DE LAS CARRETERAS PARA EL ESTUDIO.

En la actualidad se hace un análisis de nuestras carreteras, en donde evidenciamos daños considerables por el exceso de carga en los vehículos pesados, este fenómeno incide de manera directa en la capacidad, en el nivel de servicio y en la vida útil de una carretera.

Por lo que la selección de las carreteras en estudio, se procedió a recabar la mayor información posible de las Estadística Vial del SEDECA (Servicio Departamental De Caminos)

VOLÚMENES DE CIRCULACIÓN DIARIA EN LA RED FUNDAMENTAL DEPARTAMENTAL (2005)

Nº RUTA	RUTA	NOMBRE ESTACION	LONGITUD (km)	TPDA
F1	El Puente - Iscayachi	Las Carreras	54,4	160
F1	Iscayachi –Cruce Ruta F1 San Lorenzo	Iscayachi	40,5	232
F1	Cruce Ruta F1 San Lorenzo - Tarija	Pte. Tomatas	11,5	7137
F1	Tarija - Cruce Panamericano	Cr. Panamericano	7,8	4353
F1	Cruce Panamericano- Padcaya	Calamuchita	42,8	860
F1	Padcaya -La Mamora	Río Negro	45,3	163
F1	La Mamora -Bermejo	Nogalitos	99	144
F11	Cruce Panamericano - Narvaez	Santa Ana	70,4	724
F11	Narvaez - Palos Blancos	Entre Rios	102,3	164
F11	Palos Blancos - Villamontes	Palos Blancos	70,4	103
F11	Villa Montes - Ibibobo	Villa Montes	68,65	239
F11	Ibibobo- Hito Br94	Ibibobo	58,36	52
F9	Yacuiba - Campo Pajoso	Campo Pajoso	18,1	1049
F9	Campo Pajoso - Yaguacua	Campo Pajoso	23,9	892
F9	Yaguacua - Villamontes	Cruce A Caigua	55,1	540
F9	Villamontes - Camatindi	Aguaray	33,7	651
F28	Tarija(Callejones) - Cruce Ruta D601	Ende	2,01	642
F28	Cruce Ruta 601 - Tolomosa	Tablada	11,38	139
F28	Tolomosa- Pampa Redonda	Tolomosa	29,52	12
F28	Pampa Redonda- Camacho	Pampa Redonda	7,73	4
F29	Palos Blancos - Cruce A Saladillo	Carapari	39,91	81
F29	Cruce A Saladillo - Carapari	Saladillo	20,44	188
F29	Carapari - Campo Pajoso	Palos Blancos	21,82	222
F33	Padcaya - Abra San Miguel	Padcaya	12,7	157

Fuente: Plan Vial - SEDECA



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



SERVICIO NACIONAL DE CAMINOS
BOLIVIA

GERENCIA DE PLANIFICACION
Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

**COMPOSICIÓN DE TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL
GESTIÓN 2005**

TRAMO	NOMBRE ESTACIÓN	No. EST.	LONG. (Kms)	T.P.D.A.	COMPOSICIÓN DE TRÁFICO												
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
RUTA No. 1																	
Desaguadero - Tiawanaco	Guaqui	110	42	1074	24.98	4.30	38.85	1.24	1.89	0.51	2.88	3.56	3.37	15.00	2.84	0.58	
Tiawanaco - Río Seco	Laja	112	53	1500	21.28	5.99	44.41	2.45	3.73	1.13	2.86	1.88	2.52	10.84	1.93	0.98	
Senkata - Patacamaya	Achica Arriba	114	82	2212	19.13	6.75	17.10	5.96	6.60	10.43	4.43	4.89	10.35	11.87	2.27	0.24	
Patacamaya - Cr. a Lurlibay	Sica Sica	115	37	1527	20.56	6.32	2.68	2.61	4.25	18.30	2.69	6.01	15.13	17.27	3.13	1.04	
Cr. a Lurlibay - Panduro	Konani	116	28	1395	20.73	6.03	2.29	2.17	6.53	17.14	3.69	4.22	13.04	20.96	3.17	0.04	
Panduro - Caracollo	Quemaita	618	24	1620	22.18	6.72	2.30	2.18	9.43	13.24	4.21	3.97	13.96	18.38	3.31	0.11	
Caracollo - Oruro	San Pedro	616	31	1140	24.36	9.97	4.04	9.52	13.59	7.89	7.15	5.69	9.68	6.87	1.22	0.04	
Vinto - Machacamarca	Machacamarquita	610	26	1247	20.92	11.75	9.75	6.36	22.14	1.94	6.31	5.60	9.82	3.95	0.59	0.88	
Machacamarca - Challapata	Pazña	612	86	465	21.19	8.19	2.74	3.03	17.17	4.67	6.48	8.78	19.06	6.40	1.83	0.45	
Challapata - Yocalta	Ventilla	614	158	270	21.80	9.63	9.37	0.67	9.30	5.50	7.27	7.10	13.80	9.57	2.87	3.13	
Yocalta - Tarapaya	Yocalta	710	20	386	22.26	11.88	12.80	3.28	4.93	11.00	6.01	4.67	13.39	6.84	2.71	0.23	
Tarapaya - Potosí	Caseta Peaje	712	23	795	32.76	11.56	23.69	2.92	4.97	4.02	4.22	3.72	7.42	4.06	0.58	0.08	
Reten el Surco - Ckuchu Ingenio	Alko Tambo	714	37	614	18.34	15.47	3.78	10.16	7.43	1.29	8.23	6.45	22.83	4.11	1.55	0.35	
Ckuchu Ingenio - Cr. Otavi	Cuchu Ingenio	716	47	204	19.68	16.50	6.96	9.63	14.40	1.63	10.66	6.02	9.67	4.17	0.69	0.00	
Cr. Otavi - Camargo	Padcoyo	717	99	161	11.56	5.66	2.41	5.66	4.74	12.06	5.07	7.74	36.36	7.32	1.41	0.00	
Camargo - El Puente	Camargo	718	73	274	31.85	17.56	1.53	5.44	6.90	10.12	5.89	9.27	7.60	2.09	1.67	0.21	
El Puente - Iscayachi	Iscayachi	314	54	168	14.25	13.80	1.13	1.36	3.62	11.09	10.18	7.62	19.46	2.94	1.36	12.90	
Iscayachi - Tomatas	Santa Barbara	312	41	362	17.70	24.77	3.68	1.55	4.56	8.57	9.58	8.75	17.22	2.59	0.99	0.05	
Tomatas - Tarija	El Rancho	310	12	2063	32.51	20.64	29.30	1.28	0.93	1.89	6.08	3.23	3.28	0.48	0.31	0.06	
Cr. Panamericano - Padcaya	Calamuchita	316	43	878	45.37	22.09	9.88	2.37	2.75	3.06	6.33	3.06	2.34	1.21	0.98	0.57	
Padcaya - Bermejo	La Mamora	318	158	279	39.09	17.82	2.68	1.45	5.42	6.49	7.36	3.52	8.42	5.16	1.84	0.74	
RUTA No. 2																	
La Paz - El Alto (pi/Autopista)	Caseta de Peaje	120	12	21860	25.42	4.71	56.41	0.40	5.48	2.79	2.15	0.98	1.23	0.11	0.04	0.18	
Río Seco - Huarina	Patamanta	122	57	3352	13.32	8.71	50.25	4.88	7.22	0.52	4.72	7.07	2.63	0.06	0.02	0.60	
Huarina - Tiquina	Huarina	123	37	864	15.83	5.18	57.86	5.26	4.60	0.07	4.80	2.10	0.33	0.18	0.03	3.75	
Tiquina - Copacabana	Tocopa	124	39	276	44.32	4.38	21.15	11.33	9.42	0.60	4.76	1.84	0.60	0.03	0.13	1.24	

(*) Tráfico proyectado de acuerdo a un análisis estadístico.

REFERENCIAS

- | | | |
|----------------------------------|-----------------------------------|---|
| 1.- Automóviles, Jeep y Vagon 4. | 4.- Microbuses (12 - 21 Asts.) | 7.- Camión Medino (Hasta 6 Ton.) |
| 2.- Camionetas (Hasta 2 Ton.) | 5.- Bus Mediano (22 - 35 Asts.) | 8.- Camión Grande (Dos ejes.) |
| 3.- Minibuses | 6.- Bus Grande (36 Asts. o más) | 9.- Camión Grande (Tres ejes) |
| | | 10.- Camión semirremolque |
| | | 11.- Camión con remolque |
| | | 12.- Otros vehiculo (No incluye motocicletas) |

Fuente: ADMINISTRADORA BOLIVIANA DE CARRETERAS ABC



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)

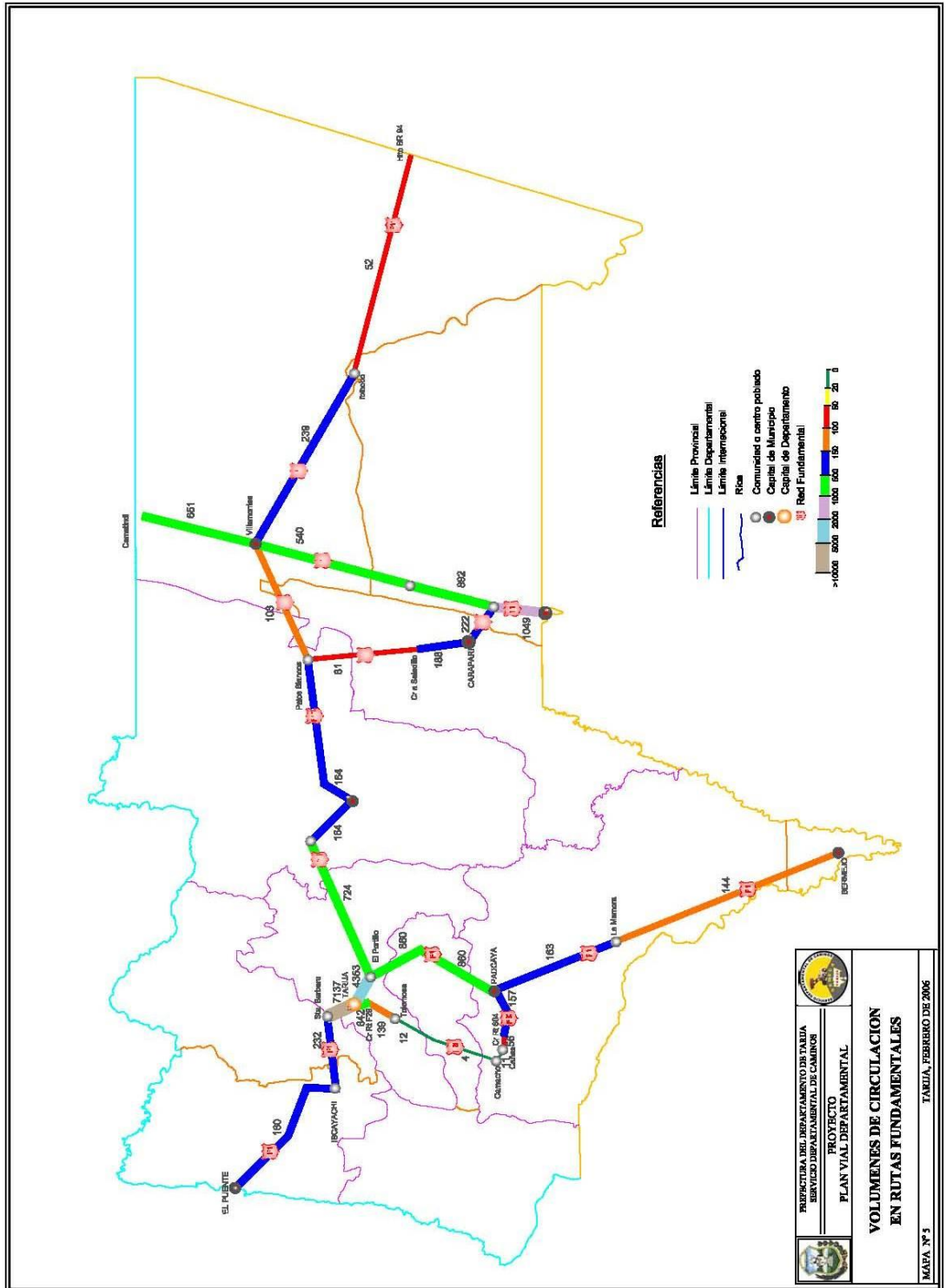


FIGURA 5.1

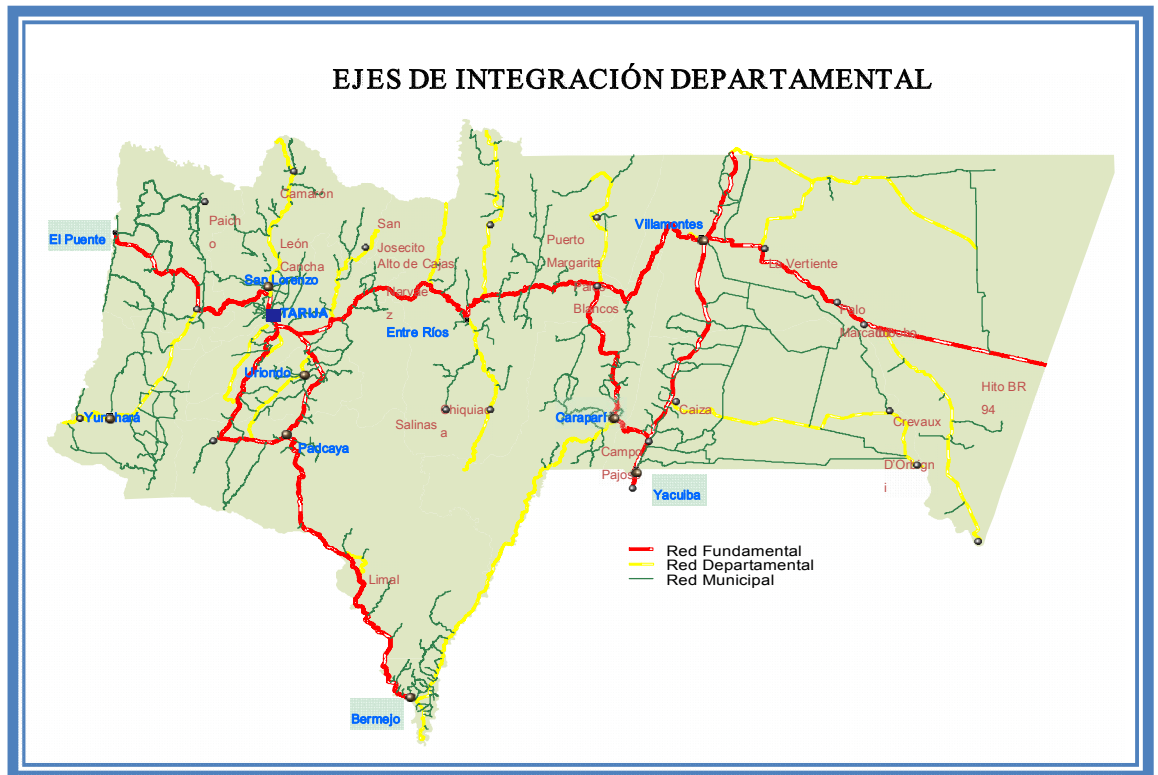


FIGURA 5.2

Fuente: Plan Vial - SEDECA

Como se puede apreciar las características del volumen de circulación de la red principal departamental, podemos remarcar el mayor volumen se encuentran en las carreteras Tarija – Bermejo, Tarija - Entre Ríos y Tarija – Camargo, por lo cual se elige los tramos carreteros Tarija – Bermejo y Tarija – Camargo.

Se descarta el tramo carretero Tarija - Entre Ríos, debido a que el método HCM 2000 en las limitaciones de su metodología de análisis restringe las rutas en construcción, ya que implica interrupciones de tráfico en el flujo vehicular.

Para poder ubicar de mejor manera los tramos que se han tomado en cuenta para el análisis se ilustra las carreteras seleccionadas, en donde se hace notar el lugar de aforo donde se realizó en el anexo.

Además se elige un tramo con pavimento flexible y otro nopavimentado.



5.2 Metodología Para La Toma De Datos.

El método empleado para la toma de datos fue el método manual, que consiste el de los observadores en un tramo carretero, el cual permite la obtención de volúmenes de tráfico por sentido y la respectiva clasificación de los mismos.

Los lugares de aforo para los dos tramos, se los ha elegido en función a los puntos con mayor presencia de vehículos pesados y a las características geométricas de las mismas.

Los puntos escogidos para el foro en los diferentes tramos son los siguientes:

◆ RED FUNDAMENTAL DEPARTAMENTAL

Tarija - Camargo
Iscaiyachi – Cruce Ruta F1 San Lorenzo
Estacion: BordoMollar
Progresiva: 13+000

◆ RED FUNDAMENTAL DEPARTAMENTAL

Tarija - Bermejo
Cruce Panamericano- Padcaya
Estación: Colon Sud
Progresiva: 34+000

Para este trabajo se empleó a una persona que realizaba los aforos para ambos sentidos, clasificándolos en livianos, medianos y pesados, los aforos se los realizaron por cuarto días. Tres días hábiles y un día no hábil, durante tres horas al día 6:00 – 7:00 am, 12:00 – 13:00 pm, 18:00 – 19: 00 pm, con el objeto de obtener una información confiable.



5.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS TRAMOS.

TRAMO N°1



Figura 5.3



Figura 5.4

Tarija - Camargo
Iscayachi – Cruce Ruta F1 San Lorenzo
Estacion: BordoMollar
Progresiva: 13+000

- Ancho de carril: 3,50 m.
- Ancho de berma 1.20 m.
- Zonas de no rebase: 20 %.
- Pendiente de rampa: 3 %.



- Longitud de rampa: 1000 m.
- Tipo de terreno: Montañoso.
- Estado de superficie de rodadura (IRI): 6.78 mm/m

TRAMO N°2



Figura 5.5



Figura 5.6

Tarija - Bermejo
Cruce Panamericano- Padcaya
Estación: Colon Sud
Progresiva: 34+000



- Ancho de carril: 3,50 m.
- Ancho de berma 0.80 m.
- Zonas de no rebase: 20 %.
- Pendiente de rampa: 3.5 %.
- Longitud de rampa: 1000 m.
- Tipo de terreno: Ondulado.
- Estado de superficie de rodadura (IRI): 5.68 mm/m

5.4 VOLÚMENES RECOGIDOS.

Los volúmenes recogidos han sido de los aforos realizados durante 3 horas al día, 4 días de la semana, los volúmenes recogidos han sido clasificados en livianos, medianos y pesados de acuerdo a la siguiente tabla:

CLASIFICACIÓN VEHICULAR

LIVIANO	MEDIANO	PESADO
Automóviles	Microbuses (Hasta 22 pasajeros)	Buses (hasta 36 pasajeros)
Vagonetas	Camión Pequeño (2.5 – 5.5 Ton)	Camión (6 Ton)

A continuación se muestra las tablas correspondientes a los aforos de cada tramo:



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-1.1
PLANILLA DE AFORO**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO
Estación: Bor do Mollar

Fecha: Marzo de 2010

Hora	Vehículo	CARRIL N°1					CARRIL N°2				
		Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA
6:00 - 7:00	Liviano	9	8	6	9	8	11	9	10	6	9
	Mediana	3	4	2	1	3	2	3	6	4	4
	Pesados(Bus+Camion)	11	9	8	6	9	14	15	16	13	15
12:00 - 13:00	Liviano	5	6	4	7	6	10	6	5	8	7
	Mediana	4	5	3	4	4	7	4	3	5	5
	Pesados(Bus+Camion)	9	6	10	7	8	8	6	7	8	7
18:00 - 19:00	Liviano	8	4	10	7	7	9	12	7	10	10
	Mediana	2	1	2	3	2	4	3	6	5	5
	Pesados(Bus+Camion)	20	19	21	23	21	13	14	18	10	14

**TABLA 5-1.2
PLANILLA DE AFORO**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

Fecha: Marzo de 2010

Hora	Vehículo	CARRIL N°1					CARRIL N°2				
		Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA
6:00 - 7:00	Liviano	11	10	7	6	9	6	8	7	9	8
	Mediana	3	6	4	5	5	2	3	6	4	4
	Pesados(Bus+Camion)	8	10	7	8	8	10	8	9	12	10
12:00 - 13:00	Liviano	6	7	9	5	7	5	5	6	5	5
	Mediana	4	2	3	4	3	3	2	5	4	4
	Pesados(Bus+Camion)	6	8	7	8	7	10	5	9	8	8
18:00 - 19:00	Liviano	6	8	10	9	8	6	5	4	8	6
	Mediana	4	3	5	6	5	3	2	4	5	4
	Pesados(Bus+Camion)	15	16	9	14	14	8	9	7	6	8



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-1.3
PLANILLA DE AFORO SIN VEHICULO PESADO**

Carreteras: **TARIJA - CAMARGO**
Estación: **Bordo Mollar**

Fecha: **Marzo de 2010**

Hora	Vehículo	CARRIL N°1					CARRIL N°2				
		Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA
6:00 - 7:00	Liviano	9	8	6	9	8	11	9	10	6	9
	Mediana	3	4	2	1	3	2	3	6	4	4
	Pesados(Bus+Camion)					0					0
12:00 - 13:00	Liviano	5	6	4	7	6	10	6	5	8	7
	Mediana	4	5	3	4	4	7	4	3	5	5
	Pesados(Bus+Camion)					0					0
18:00 - 19:00	Liviano	8	4	10	7	7	9	12	7	10	10
	Mediana	2	1	2	3	2	4	3	6	5	5
	Pesados(Bus+Camion)					0					0

**TABLA 5-1.4
PLANILLA DE AFORO SIN VEHICULO PESADO**

Carreteras: **TARIJA - BERMEJO**
Estación: **RUMICANCHA**

Fecha: **Marzo de 2010**

Hora	Vehículo	CARRIL N°1					CARRIL N°2				
		Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	MEDIA
6:00 - 7:00	Liviano	11	10	7	6	9	6	8	7	9	8
	Mediana	3	6	4	5	5	2	3	6	4	4
	Pesados(Bus+Camion)					0					0
12:00 - 13:00	Liviano	6	7	9	5	7	5	5	6	5	5
	Mediana	4	2	3	4	3	3	2	5	4	4
	Pesados(Bus+Camion)					0					0
18:00 - 19:00	Liviano	6	8	10	9	8	6	5	4	8	6
	Mediana	4	3	5	6	5	3	2	4	5	4
	Pesados(Bus+Camion)					0					0



5.5 ANÁLISIS DE LA COMPOSICIÓN VEHICULAR.

El análisis de la composición vehicular nos permitirá el cálculo de los TPH (tráfico promedio diario horario), porcentaje de vehículos por carretera, y la distribución por sentido de cada carretera en estudio.

**TABLA 5-2.1
CALCULO DEL T.P.H.**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO
Estación: Bordo Mollar

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº1	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00
Domingo	23	18	30	12	9	10
Lunes	21	17	24	12	11	5
Martes	16	17	33	8	7	12
Miércoles	16	18	33	10	11	10
MEDIA	19	18	30	11	10	9
T.P.H.	19	18	30	11	10	9

**TABLA 5-2.2
CALCULO DEL T.P.H.**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO
Estación: Bordo Mollar

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00
Domingo	27	25	30	13	17	13
Lunes	27	16	26	12	10	15
Martes	32	15	31	16	8	13
Miércoles	23	21	25	10	13	15
MEDIA	27	19	28	13	12	14
T.P.H.	27	19	28	13	12	14



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



**TABLA 5-2.3
CALCULO DEL T.P.H.**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº1	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00
DIAS						
Domingo	22	16	25	14	10	10
Lunes	26	17	27	16	9	11
Martes	18	19	24	11	12	15
Miércoles	19	17	29	11	9	15
MEDIA	21	17	26	13	10	13
T.P.H.	21	17	26	13	10	13

**TABLA 5-2.4
CALCULO DEL T.P.H.**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00
DIAS						
Domingo	18	18	17	8	8	9
Lunes	19	12	17	11	7	7
Martes	22	20	15	13	11	8
Miércoles	25	17	19	13	9	13
MEDIA	21	17	17	11	9	9
T.P.H.	21	17	17	11	9	9



**T.P.H. DE CADA CARRETERA
TABLA 5-3.1**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Fecha: Marzo de 2010

HORAS	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora
	6:00 - 7:00	12:00 - 13:00	18:00 - 19:00	6:00 - 7:00	12:00 - 13:00	18:00 - 19:00
T.P.H.	46	37	58	23	22	27

**T.P.H. DE CADA CARRETERA
TABLA 5-3.2**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Fecha: Marzo de 2010

HORAS	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO			SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		
	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora	Hora
	6:00 - 7:00	12:00 - 13:00	18:00 - 19:00	6:00 - 7:00	12:00 - 13:00	18:00 - 19:00
T.P.H.	42	34	43	24	19	22



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-4.1
VALORES DE COMPOSICION VEHICULAR**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº 1	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO				
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
Liviano	8	6	7	7	31	8	6	7	7	71
Mediano	3	4	2	3	13	3	4	2	3	29
Pesados(Bus+Camion)	9	8	21	12	56	-	-	-		
TOTAL				22	100	TOTAL			10	100

**TABLA 5-4.2
VALORES DE COMPOSICION VEHICULAR**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO Fecha: Marzo de 2010

CARRIL Nº 2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO				
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
Liviano	9	7	10	9	35	9	7	10	9	66
Mediano	4	5	5	4	18	4	5	5	4	34
Pesados(Bus+Camion)	15	7	14	12	48	-	-	-		
TOTAL				25	100	TOTAL			13	100



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-5.1
VALORES DE COMPOSICION VEHICULAR

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL N° 1	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO						
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS		
Liviano	9	7	8	8	36	9	7	8	8	66		
Mediano	5	3	5	4	19	5	3	5	4,1	34		
Pesados(Bus+Camion)	8	7	14	10	45	-	-	-				
	TOTAL				22	100	TOTAL				12	100,00

TABLA 5-5.2
VALORES DE COMPOSICION VEHICULAR

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Fecha: Marzo de 2010

CARRIL N° 2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO						
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS		
Liviano	8	5	6	6	34	8	5	6	6	63		
Mediano	4	4	4	4	20	4	4	4	4	37		
Pesados(Bus+Camion)	10	8	8	8	46	-	-	-				
	TOTAL				18	100	TOTAL				10	100



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-6.1
PORCENTAJE DE VEHICULOS POR CARRETERA**

Carreteras: **TARIJA - CAMARGO** Fecha: **Marzo de 2010**

CARRIL Nº 1 + 2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO				
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
Liviano	17	13	17	16	33	17	13	17	16	68
Mediano	6	9	7	7	15	6	9	7	7	32
Pesados(Bus+Camion)	23	15	35	24	52	-	-	-		
TOTAL				47	100	TOTAL			23	100

**TABLA 5-6.2
PORCENTAJE DE VEHICULOS POR CARRETERA**

Carreteras: **TARIJA - BERMEJO** Fecha: **Marzo de 2010**

CARRIL Nº 1 + 2	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO					SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO				
	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	Hora 6:00 - 7:00	Hora 12:00 - 13:00	Hora 18:00 - 19:00	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
Liviano	16	12	14	14	35	16	12	14	14	65
Mediano	8	7	8	8	19	8	7	8	8	35
Pesados(Bus+Camion)	18	15	21	18	45	-	-	-		
TOTAL				40	100	TOTAL			22	100



**TABLA 5-7.1
DISTRIBUCION POR SENTIDO**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Fecha: Marzo de 2010

	TOMANDO EN CUENTA VEHICULOS PESADOS		SIN TOMAR EN CUENTA VEHICULOS PESADOS	
	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
CARRIL N° 1	22	47	10	43
CARRIL N° 2	25	53	13	57

**TABLA 5-7.2
DISTRIBUCION POR SENTIDO**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Fecha: Marzo de 2010

	TOMANDO EN CUENTA EL TRAFICO PESADO		SIN TOMAR EN CUENTA EL TRAFICO PESADO	
	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS	MEDIA (Veh/h)	% VEHICULOS
CARRIL N° 1	22	54	12	55
CARRIL N° 2	18	46	10	45



5.6.1 Procedimiento de Cálculo.

5.6.2 Cálculo De La Capacidad Y Nivel De Servicio Por El Método Del Manual De Capacidad Del HCM 2000.

Para el cálculo de la capacidad, el nivel de servicio de cada carretera y el análisis operacional de segmentos de dos direcciones para una carretera de dos carriles involucra varios pasos, los cuales serán descritos a continuación:

1.- Los datos de entrada de entrada necesarios referencia a las condiciones y de la carretera:

- Composición del tráfico.
- Distribución del tráfico por sentidos.
- Pendiente del tramo a analizar.
- Porcentaje de zonas de no rebase.
- Longitud el tramo de análisis.
- Ancho de los carriles y bermas.

2.- Determinación de la Velocidad de Flujo Libre (FFS).

Para determinar la velocidad de flujo libre, en una carretera de dos carriles se pueden utilizar dos métodos generales:

Medida en campo: La FFS de una carretera puede ser determinada directamente de un estudio de velocidad realizada en campo. De este modo si se tiene la velocidad medida en campo, la FFS puede ser calculada de estos datos de campo como se muestra en la Ecuación 41

—ECUACIÓN 41

Dónde:

FFS = Velocidad de flujo libre estimada (km/h)

S_{FM} = Velocidad del tráfico medida en campo (km/h)

V_f = Tasa de flujo observada para el periodo cuando los datos de campo fueron obtenidos (veh/h)



f_{HV} = factor de ajuste por vehículos pesados, determinado como se muestra en la Ecuación 4.4.4

Velocidad de flujo libre estimada:

Para determinar FFS, el analista debe caracterizar las condiciones de operación de la infraestructura en términos de la velocidad de flujo libre base (BFFS). La velocidad de diseño y la velocidad establecida como límites de velocidad que se marcan en la señalización vertical a orillas de las carreteras pueden ser consideradas para determinar la BFFS. Una vez que la BFFS es estimada, se procede a ser ajustada por los efectos del ancho de carril, ancho de hombro y densidad de puntos de acceso. La FFS es estimada usando la Ecuación 42

ECUACIÓN 42

Dónde:

FFS = Velocidad de flujo libre estimada (km/h)

BFFS = Velocidad de flujo libre base (km/h)

f_{LS} = Ajuste por ancho de carril y hombros (Ver Tabla 4.4.3)

f_A = Ajuste por puntos de acceso (Ver Tabla 4.4.4).

3.- Determinación de la Tasa de Flujo de Demanda (V_p).

El volumen de demanda horario debe ser ajustado por tres factores, ya sea que esté basado en conteos vehiculares o estimada, para llegar a la tasa de flujo equivalente a vehículos de pasajeros usado en el análisis de LOS. Estos tres ajustes son el Factor e Hora Pico (PHF), el factor de ajuste por pendiente (f_G) y



el factor de ajuste por vehículos pesados (f_{HV}). Estos ajustes son aplicados de acuerdo a la Ecuación 43

—————ECUACIÓN 43

Dónde:

V_p = Tasa de flujo equivalente en autos de pasajeros para los 15 minutos de mayor volumen de la hora pico (pc/h)

V = Volumen de demanda para la hora pico completa (veh/h)

PHF = Factor de Hora Pico

f_G = factor de ajuste por pendientes

f_{HV} = factor de ajuste por vehículos pesados

Una vez que los valores de ET y ER han sido determinados, el factor de ajuste por vehículos pesados puede ser calculado usando la Ecuación 44

————— ECUACIÓN 44

Dónde:

f_{HV} = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

P_T = Proporción de camiones en el flujo vehicular, expresado como decimal

P_R = Proporción de vehículos recreacionales en el flujo vehicular, expresado como decimal

E_T = Equivalente en vehículos de pasajeros para camiones, obtenido de la Tabla 4.4.8 ó 4.4.9

E_R = Equivalente en vehículos de pasajeros para vehículos recreacionales, obtenido de la Tabla 4.4.8 ó 4.4.9.



4.- Determinación De La Velocidad Promedio De Viaje (ATS).

La velocidad promedio de viaje es estimada de la velocidad de flujo libre (FFS), la tasa de flujo de demanda y un factor de ajuste para el porcentaje de zonas de no pasar.

La velocidad promedio de viaje se estima usando la Ecuación 45

ECUACIÓN 45

Dónde:

ATS = Velocidad promedio de viaje para ambas direcciones de viaje combinadas (km/h)

fnp = Ajuste por porcentaje de zonas de no pasar (Ver Tabla 4.4.10)

V_p = Tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros para los 15 minutos de mayor flujo de la hora pico (pc/h)

La FFS usado en la Ecuación 45 es el valor estimado con la Ecuación 41 ó 42.

5.- Determinación del Porcentaje de Demora en Tiempo (PTSF).

Es estimado desde la tasa de demanda de flujo, la distribución de tráfico direccional y el porcentaje de zonas de no-adelantamiento. La demanda de tasa de flujo V_p para un PTSF es determinada con la ecuación 46 usando el valor del f_{HV} calculado con el equivalente de vehículo liviano de la Tabla 4.4.8. PTSF es entonces estimado usando la ecuación 45. Los valores apropiados del BPTSF pueden ser determinados con la ecuación 47.

El porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo se calcula usando la Ecuación 4.4.6

ECUACIÓN 46



Dónde:

PTSF = Porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo.

BPTSF= Porcentaje de tiempo base que se gasta siguiendo otro vehículo para ambas direcciones de viaje combinadas, se calcula utilizando la Ecuación 47.

f_d/n_p = Ajuste por el efecto combinado de la distribución direccional del tráfico y del porcentaje de zonas de no pasar sobre el porcentaje de tiempo que se gasta siguiendo otro vehículo (Ver Tabla 4.4.11)

V_p = Tasa de flujo equivalente vehículo liviano por periodo pico de 15 min.

ECUACIÓN 47

6.- Determinación Del Nivel De Servicio (LOS).

En primer paso en la determinación del Nivel de Servicio (LOS) es comparar la tasa de flujo equivalente en vehículos de pasajeros (v_p) con la capacidad de las dos direcciones de 3,200 Veh/h. Si v_p es mayor que la capacidad, entonces la carretera está sobresaturada y el LOS es F. Similarmente, si la tasa de flujo de demanda en cualquier dirección de viaje (sea determinada de la tasa de flujo en dos direcciones y la distribución direccional) es mayor de 1,700 Veh/h, entonces la carretera es sobresaturada y el LOS es F. En el LOS F, el PTSF es cercano a 100% y las velocidades son altamente variables y difíciles de estimar.

Cuando un segmento de infraestructura Clase I tiene una demanda menor que la capacidad, el LOS se determina ubicando un punto sobre la Figura 4.8, que corresponde al PTSF estimado y al ATS. Si un segmento de infraestructura Clase II tiene una demanda menor que la capacidad, el LOS se determina comparando el PTSF con los criterios de la Tabla 3.33



5.6.2.1 Cálculo De La Capacidad Y Nivel De Servicio En El Tramo Tarija - Bermejo

TABLA 5-6.1
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)
Localidad: Colon Sud

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,65 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 0,8 m	Pendiente: 3 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada: 43 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 47/53	Liviano: 35 %
	Mediano: 19 %
	Pesado: 45 %

C) Velocidad de Flujo Libre Estimada (FFS)

BFFS= 85 km/h	$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$
$f_{LS} = 4,2$ (Tabla 4.33)	
$f_A = 0$ (Tabla 4.34)	
	FFS = 80,80 km/h

D) DETERMINACION DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO (V_p)

$P_T = 0,45$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$
$P_R = 0,35$	
$E_T = 2,5$ (Tabla 4.38)	
$E_R = 1,1$ (Tabla 4.38)	
	$f_{HV} = 0,582$
$V = 43$ Veh/h	$V_p = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}}$
FHP= 0,88 (Tabla 4.35)	
$f_G = 0,71$ (Tabla 4.36)	
$f_{HV} = 0,582$ (Ecuacion 4.19)	
	$V_p = 119$ Veh/h
$V_p = 119$ Veh/h > 0 Veh/h y < 600 Veh/h POR LO QUE CUMPLE	

E) DETERMINACION DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS)

FFS= 80,80 km/h	$ATS = FFS - 0.0125 V_p - f_{np}$
$V_p = 119$ Veh/h	
$f_{np} = 0,60$ (Tabla 4.40)	
	ATS = 78,72 km/h



F) DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF)

$$BPTSF = 100 (1 - e^{-0.00087Vp})$$

$$BPTSF = 9,83 \%$$

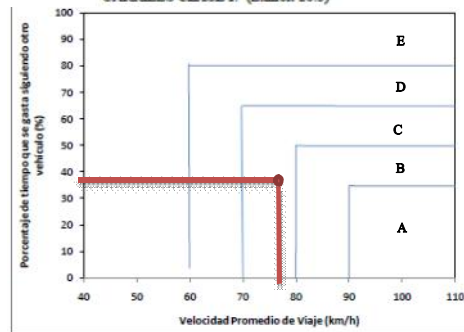
$$f_{d/np} = 27,45 \% \quad (\text{Tabla 4.41})$$

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

$$PTSF = 37,27 \%$$

G) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO (LOS)

CRITERIOS DE NIVEL DE SERVICIO (GRÁFICO) PARA CARRETERAS DE DOS
CARRILES CLASE I (Exhibit 20.3)



$$NS = C$$



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-6.2
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO HCM 2000**

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33) (SIN TRAFICO PESADO)
Localidad: Colon Sud

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,65 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 0,8 m	Pendiente: 3 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada: 22 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 43/57	Liviano: 68 %
	Mediano: 32 %
	Pesado: 0 %

C) Velocidad de Flujo Libre Estimada (FFS)

BFFS= 85 km/h	$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$
$f_{LS} = 4,2$ (Tabla 4.33)	
$f_A = 0$ (Tabla 4.34)	
	FFS = 80,80 km/h

D) DETERMINACION DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO (V_p)

$P_T = 0,00$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$
$P_R = 0,68$	
$E_T = 2,5$ (Tabla 4.38)	
$E_R = 1,1$ (Tabla 4.38)	
	$f_{HV} = 0,936$

$V = 22$ Veh/h	$V_p = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}}$
FHP = 0,88 (Tabla 4.35)	
$f_G = 0,71$ (Tabla 4.36)	
$f_{HV} = 0,936$	
	$V_p = 38$ Veh/h

$V_p = 38$ Veh/h > 0 Veh/h y < 600 Veh/h POR LO QUE CUMPLE

E) DETERMINACION DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS)

FFS= 80,80 km/h	$ATS = FFS - 0.0125 V_p - f_{np}$
$V_p = 38$ Veh/h	
$f_{np} = 0,19$ (Tabla 4.40)	
	ATS = 80,14 km/h



F) DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF)

$$BPTSF = 100 (1 - e^{-0.00087V_p^2})$$

$$BPTSF = 3,22 \%$$

$$f_{d/np} = 25,11 \% \quad (\text{Tabla 4.41})$$

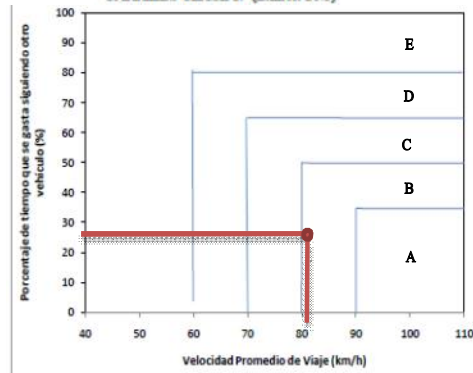
$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

$$PTSF = 28,33 \%$$

G) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO (LOS)

CRITERIOS DE NIVEL DE SERVICIO (GRÁFICO) PARA CARRETERAS DE DOS

CARRILES CLASE I. (Exhibit 20.3)



$$NS = B$$



5.6.2.2 Calculo De La Capacidad Y Nivel De Servicio En El Tramo Tarija – Camargo.

TABLA 5-6.3 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO METODO HCM 2000	
Tramo: Tarija - Camargo (Km 40) Localidad: Bordo Mollar	
A) Datos Geometricos	
Ancho de Carril: 3,50 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 1,20 m	Pendiente: 3,5 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado
B) Datos De Traficos	
Volumen total de calzada: 58 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 54/46	Liviano: 33 %
	Mediano: 15 %
	Pesado: 52 %
C) Velocidad de Flujo Libre Estimada (FFS)	
BFFS= 80 km/h	$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$
$f_{LS} = 2,8$ (Tabla 4.33)	
$f_A = 0$ (Tabla 4.34)	
	FFS = 77,20 km/h
D) DETERMINACION DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP)	
$P_T = 0,52$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$
$P_R = 0,33$	
$E_T = 2,5$ (Tabla 4.38)	
$E_R = 1,1$ (Tabla 4.38)	
	$f_{HV} = 0,553$
$V = 58$ Veh/h	$V_p = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}}$
FHP= 0,88 (Tabla 4.35)	
$f_G = 0,71$ (Tabla 4.36)	
$f_{HV} = 0,553$	
	Vp 168 Veh/h
Vp= 148 Veh/h > 0 Veh/h y < 600 Veh/h POR LO QUE CUMPLE	
E) DETERMINACION DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS)	
FFS= 77,20 km/h	$ATS = FFS - 0.0125 V_p - f_{vp}$
Vp= 168 Veh/h	
fnp= 0,84 (Tabla 4.40)	
	ATS = 74,26 km/h



F) DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF)

$$BPTSF = 100 (1 - e^{-0.00087V_p})$$

$$BPTSF = 13,59 \%$$

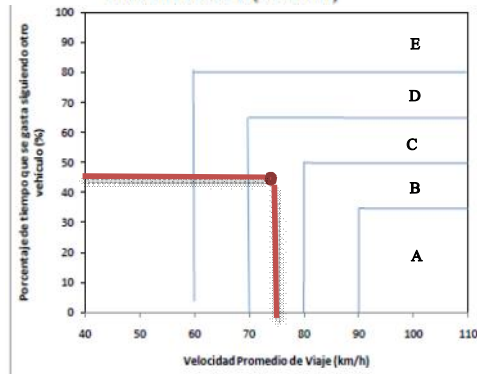
$$f_{d/np} = 31,536 \% \quad (\text{Tabla 4.41})$$

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

$$PTSF = 45,12 \%$$

G) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO (LOS)

CRITERIOS DE NIVEL DE SERVICIO (GRÁFICO) PARA CARRETERAS DE DOS
CARRILES CLASE I. (Exhibit 20.3)



$$NS = C$$



TABLA 5-6.4
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Camargo (Km 40) (SIN TRAFICO PESADO)
Localidad: Bordo Mollar

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,50 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 1,20 m	Pendiente: 3,5 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada: 27 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 55/45	Liviano: 65 %
	Mediano: 35 %
	Pesado: 0 %

C) Velocidad de Flujo Libre Estimada (FFS)

BFFS= 80 km/h	$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$
f _{LS} = 2,8 (Tabla 4.33)	
f _A = 0 (Tabla 4.34)	
	FFS = 77,20 km/h

D) DETERMINACION DE LA DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP)

P _T = 0,00	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$
P _R = 0,65	
E _T = 2,5 (Tabla 4.38)	
E _R = 1,1 (Tabla 4.38)	
	f_{HV} = 0,939

V= 27 Veh/h	$V_p = \frac{V}{PHF * f_G * f_{HV}}$
f _{HV} = 0,939	
FHP= 0,88 (Tabla 4.35)	
f _G = 0,71 (Tabla 4.36)	
	V_p 45,58 Veh/h

V_p = 43 Veh/h > 0 Veh/h y < 600 Veh/h POR LO QUE CUMPLE

E) DETERMINACION DE LA VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS)

FFS= 77,20 km/h	$ATS = FFS - 0.0125 V_p - f_{np}$
V _p = 46 Veh/h	
f _{np} = 0,228 (Tabla 4.40)	
	ATS = 76,40 km/h



F) DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF)

$$BPTSF = 100 (1 - e^{-0.00087V_p})$$

$$BPTSF = 3,89 \%$$

$$0,2153$$

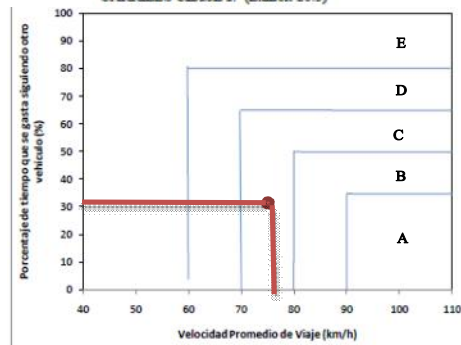
$$f_{d/np} = 29,9 \% \quad (\text{Tabla 4.41})$$

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

$$PTSF = 33,79 \%$$

G) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO (LOS)

CRITERIOS DE NIVEL DE SERVICIO (GRÁFICO) PARA CARRETERAS DE DOS
CARRILES CLASE I. (Exhibit 20.3)



$$NS = C$$



5.7 CALCULO DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO POR EL MÉTODO DEL MANUAL INVIAS.

5.7.1 Procedimiento de Cálculo.

● Cálculo de la capacidad.

La capacidad de una carretera de dos carriles bajo sus condiciones particulares de tránsito y de la vía se obtiene a partir de una capacidad ideal en los dos sentidos que corresponde a las siguientes condiciones:

- Rasante horizontal.
- Alineamiento recto.
- Terreno plano.
- Anchura de carril no menos de 3,65m.
- Anchura de berma no menos de 1,80 m con superficie de rodadura de calidad inferior a la de la calzada y distinta inclinación.
- Visibilidad adecuada para adelantar.
- Señalizaciones horizontales y verticales óptimas.
- Distribución direccional de 50/50.
- Ausencia de vehículos pesados.
- Superficie de rodadura en condiciones óptimas.

A continuación se aplican los factores de corrección sobre la capacidad ideal para tener en cuenta el alejamiento de las condiciones ideales por parte de la carretera en cuestión. Cada factor tiene en cuenta el efecto de una de las variables de la vía o el tránsito sobre la capacidad ideal aplicándolos en forma simultánea, tal como se resume a continuación:

C_i = capacidad ideal = 3200 vehículo/h para los dos sentidos.

C_{30} = Capacidad del sector en vehículos mixtos por hora en ambos sentidos.

Dónde:

F_{pe} = Factor de corrección a la capacidad por pendiente (Tabla 4.3.1).



F_d = Factor de corrección a la capacidad por distribución en los dos sentidos (Tabla 4.3.2).

F_{cb} = Factor de corrección a la capacidad por efecto combinado de la anchura de carril y berma (Tabla 4.3.3).

F_p = Factor de corrección a la capacidad por presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes (Tabla 4.3.4).

Y para tener en cuenta la variación aleatoria del volumen se considera el volumen más cargado de los 5 minutos así:

● **Determinación Del Nivel De Servicio.**

Como ya se comentó este cálculo es separado del de capacidad pero requiere de este una información por lo que se recomienda hacer primero el de capacidad.

En forma similar al cálculo de la capacidad, el Nivel de Servicio de un sector de carretera típico se obtiene partiendo de un valor ideal o casi ideal del parámetro que se usa para medirlo que es la velocidad media de recorrido casi ideal y luego se va afectando consecutivamente por los factores de corrección para reconocer el alejamiento de las condiciones del sector que se estudia con respecto a las condiciones casi ideales.

De la tabla 4.2.4, se encuentra la velocidad ideal a flujo libre, V_i , en pendientes ascendentes para una pendiente dada y una longitud caracterizada.

Con V_i se calcula la velocidad de automóviles a flujo restringido V_1 ; con el factor de la utilización de la capacidad f_u de la tabla 4.3.6,

Ecuación 26

Con los factores de superficie de rodadura f_{sr} y del efecto combinado del ancho de carril y berma tomados de las tablas 4.3.7 y 4.3.8, respectivamente se calcula la velocidad a flujo restringido, V_2 , para las condiciones de la vía.



Ecuación 27

Se determina el Factor total por vehículos pesados f_{pt} , a partir de los factores de corrección del nivel de servicio por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes, f_{p1} y f_{p2} tablas 4.3.9 y 4.3.10.

Si $f_{pt} = 1$ entonces $f_{pt} = 1$ Ecuación 28

La velocidad de tránsito mixto a flujo restringido para las condiciones de la vía en tangente V_3 :

Ecuación 29

Calcular la velocidad máxima que permite la curva más cerrada, según tabla 4.3.11, V_c . Km/h

Si $V_3 < V_c$ determinar la velocidad media V a partir de V_3 .

Si $V_3 > V_c$ determinar la velocidad media V a partir del procedimiento cuando la curvatura la limita:

La longitud de la curva es:

—Ecuación 30

El cálculo de la longitud acelerando y desacelerando es:

Ecuación 31

El recorrido con velocidad V_3 se determina por medio de la longitud del tramo, L :

Ecuación 32

El tiempo transcurriendo a la velocidad V_3 es:



—Ecuación 33

Los tiempos de aceleración y deceleración son respectivamente:

— Ecuación 34

— Ecuación 35

— Ecuación 36

Ecuación 37

Ecuación 38

— Ecuación 39

Finalmente, se determina el Nivel de Servicio mediante la clasificación de V en la Tabla 4.3.12 en la cual aparecen las distintas categorías de acuerdo a la velocidad media de recorrido.



5.7.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO POR EL MÉTODO INVIAS.

5.7.2.1 Calculo Del IRI Del Tramo Tarija–Bermejo.

**TABLA 5-7.1
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

Nº	CARRIL Nº 1			HUELLA Nº 1			TABLA 1/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	4073	4070	3
2	0+050	A	0+100	50	4070	4062	8
3	0+100	A	0+150	50	4062	4058	4
4	0+150	A	0+200	50	4058	4042	16
5	0+200	A	0+250	50	4042	4033	9
6	0+250	A	0+300	50	4033	4021	12
7	0+300	A	0+350	50	4021	4006	15
8	0+350	A	0+400	50	4006	3995	11
9	0+400	A	0+450	50	3995	3982	13
10	0+450	A	0+500	50	3982	3969	13
11	0+500	A	0+550	50	3969	3956	13
12	0+550	A	0+600	50	3956	3940	16
13	0+600	A	0+650	50	3940	3927	13
14	0+650	A	0+700	50	3927	3917	10
15	0+700	A	0+750	50	3917	3905	12
16	0+750	A	0+800	50	3905	3890	15
17	0+800	A	0+850	50	3890	3876	14
18	0+850	A	0+900	50	3876	3867	9
19	0+900	A	0+950	50	3867	3850	17
20	0+950	A	0+1000	50	3850	3835	15
21	0+1000	A	0+1050	50	3835	3819	16
22	0+1050	A	0+1100	50	3819	3804	15
23	0+1100	A	0+1150	50	3804	3787	17
24	0+1150	A	0+1200	50	3787	3777	10
25	0+1200	A	0+1250	50	3777	3761	16
26	0+1250	A	0+1300	50	3761	3751	10
27	0+1300	A	0+1350	50	3751	3742	9
28	0+1350	A	0+1400	50	3742	3723	19
29	0+1400	A	0+1450	50	3723	3717	6
30	0+1450	A	0+1500	50	3717	3706	11
31	0+1500	A	0+1550	50	3706	3693	13
32	0+1550	A	0+1600	50	3693	3682	11
33	0+1600	A	0+1650	50	3682	3667	15
34	0+1650	A	0+1700	50	3667	3654	13
35	0+1700	A	0+1750	50	3654	3635	19
36	0+1750	A	0+1800	50	3635	3619	16
37	0+1800	A	0+1850	50	3619	3604	15
38	0+1850	A	0+1900	50	3604	3587	17
39	0+1900	A	0+1950	50	3587	3574	13
40	0+1950	A	0+2000	50	3574	3561	13
41	0+2000	A	0+2050	50	3561	3541	20
42	0+2050	A	0+2100	50	3541	3526	15
43	0+2100	A	0+2150	50	3526	3509	17
44	0+2150	A	0+2200	50	3509	3496	13



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.1
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

Nº	CARRIL Nº 1			HUELLA Nº 1			TABLA 2/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3496	3487	9
46	0+2250	A	0+2300	50	3487	3469	18
47	0+2300	A	0+2350	50	3469	3447	22
48	0+2350	A	0+2400	50	3447	3431	16
49	0+2400	A	0+2450	50	3431	3410	21
50	0+2450	A	0+2500	50	3410	3389	21
51	0+2500	A	0+2550	50	3389	3371	18
52	0+2550	A	0+2600	50	3371	3354	17
53	0+2600	A	0+2650	50	3354	3335	19
54	0+2650	A	0+2700	50	3335	3318	17
55	0+2700	A	0+2750	50	3318	3297	21
56	0+2750	A	0+2800	50	3297	3281	16
57	0+2800	A	0+2850	50	3281	3262	19
58	0+2850	A	0+2900	50	3262	3245	17
59	0+2900	A	0+2950	50	3245	3227	18
60	0+2950	A	0+3000	50	3227	3209	18
61	0+3000	A	0+3050	50	3209	3190	19
62	0+3050	A	0+3100	50	3190	3173	17
63	0+3100	A	0+3150	50	3173	3152	21
64	0+3150	A	0+3200	50	3152	3129	23
65	0+3200	A	0+3250	50	3129	3114	15
66	0+3250	A	0+3300	50	3114	3094	20
67	0+3300	A	0+3350	50	3094	3069	25
68	0+3350	A	0+3400	50	3069	3054	15
69	0+3400	A	0+3450	50	3054	3034	20
70	0+3450	A	0+3500	50	3034	3015	19
71	0+3500	A	0+3550	50	3015	2995	20
72	0+3550	A	0+3600	50	2995	2975	20
73	0+3600	A	0+3650	50	2975	2954	21
74	0+3650	A	0+3700	50	2954	2933	21
75	0+3700	A	0+3750	50	2933	2914	19
76	0+3750	A	0+3800	50	2914	2895	19
77	0+3800	A	0+3850	50	2895	2874	21
78	0+3850	A	0+3900	50	2874	2854	20
79	0+3900	A	0+3950	50	2854	2833	21
80	0+3950	A	0+4000	50	2833	2813	20
81	0+4000	A	0+4050	50	2813	2793	20
82	0+4050	A	0+4100	50	2793	2771	22
83	0+4100	A	0+4150	50	2771	2751	20
84	0+4150	A	0+4200	50	2751	2732	19
85	0+4200	A	0+4250	50	2732	2712	20
86	0+4250	A	0+4300	50	2712	2693	19
87	0+4300	A	0+4350	50	2693	2674	19
88	0+4350	A	0+4400	50	2674	2653	21



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-7.1
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

CARRIL N° 1				HUELLA N° 1			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2653	2636	17
90	0+4450	A	0+4500	50	2636	2624	12
91	0+4500	A	0+4550	50	2624	2609	15
92	0+4550	A	0+4600	50	2609	2600	9
93	0+4600	A	0+4650	50	2600	2585	15
94	0+4650	A	0+4700	50	2585	2577	8
95	0+4700	A	0+4750	50	2577	2564	13
96	0+4750	A	0+4800	50	2564	2556	8
97	0+4800	A	0+4850	50	2556	2542	14
98	0+4850	A	0+4900	50	2542	2529	13
99	0+4900	A	0+4950	50	2529	2515	14
100	0+4950	A	0+5000	50	2515	2506	9



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.2
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

CARRIL N° 1				HUELLA N° 2			TABLA 1/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	4058	4043	15
2	0+050	A	0+100	50	4043	4025	18
3	0+100	A	0+150	50	4025	4003	22
4	0+150	A	0+200	50	4003	3980	23
5	0+200	A	0+250	50	3980	3961	19
6	0+250	A	0+300	50	3961	3946	15
7	0+300	A	0+350	50	3946	3930	16
8	0+350	A	0+400	50	3930	3915	15
9	0+400	A	0+450	50	3915	3894	21
10	0+450	A	0+500	50	3894	3878	16
11	0+500	A	0+550	50	3878	3858	20
12	0+550	A	0+600	50	3858	3841	17
13	0+600	A	0+650	50	3841	3820	21
14	0+650	A	0+700	50	3820	3804	16
15	0+700	A	0+750	50	3804	3784	20
16	0+750	A	0+800	50	3784	3771	13
17	0+800	A	0+850	50	3771	3751	20
18	0+850	A	0+900	50	3751	3731	20
19	0+900	A	0+950	50	3731	3712	19
20	0+950	A	0+1000	50	3712	3693	19
21	0+1000	A	0+1050	50	3693	3672	21
22	0+1050	A	0+1100	50	3672	3654	18
23	0+1100	A	0+1150	50	3654	3638	16
24	0+1150	A	0+1200	50	3638	3621	17
25	0+1200	A	0+1250	50	3621	3611	10
26	0+1250	A	0+1300	50	3611	3582	29
27	0+1300	A	0+1350	50	3582	3559	23
28	0+1350	A	0+1400	50	3559	3544	15
29	0+1400	A	0+1450	50	3544	3526	18
30	0+1450	A	0+1500	50	3526	3508	18
31	0+1500	A	0+1550	50	3508	3488	20
32	0+1550	A	0+1600	50	3488	3469	19
33	0+1600	A	0+1650	50	3469	3449	20
34	0+1650	A	0+1700	50	3449	3428	21
35	0+1700	A	0+1750	50	3428	3408	20
36	0+1750	A	0+1800	50	3408	3388	20
37	0+1800	A	0+1850	50	3388	3368	20
38	0+1850	A	0+1900	50	3368	3350	18
39	0+1900	A	0+1950	50	3350	3330	20
40	0+1950	A	0+2000	50	3330	3309	21
41	0+2000	A	0+2050	50	3309	3294	15
42	0+2050	A	0+2100	50	3294	3273	21
43	0+2100	A	0+2150	50	3273	3253	20
44	0+2150	A	0+2200	50	3253	3233	20



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.2
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

CARRIL N° 1				HUELLA N° 2			TABLA 2/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3233	3217	16
46	0+2250	A	0+2300	50	3217	3202	15
47	0+2300	A	0+2350	50	3202	3185	17
48	0+2350	A	0+2400	50	3185	3175	10
49	0+2400	A	0+2450	50	3175	3162	13
50	0+2450	A	0+2500	50	3162	3143	19
51	0+2500	A	0+2550	50	3143	3127	16
52	0+2550	A	0+2600	50	3127	3115	12
53	0+2600	A	0+2650	50	3115	3107	8
54	0+2650	A	0+2700	50	3107	3096	11
55	0+2700	A	0+2750	50	3096	3081	15
56	0+2750	A	0+2800	50	3081	3065	16
57	0+2800	A	0+2850	50	3065	3047	18
58	0+2850	A	0+2900	50	3047	3033	14
59	0+2900	A	0+2950	50	3033	3021	12
60	0+2950	A	0+3000	50	3021	3005	16
61	0+3000	A	0+3050	50	3005	2992	13
62	0+3050	A	0+3100	50	2992	2975	17
63	0+3100	A	0+3150	50	2975	2960	15
64	0+3150	A	0+3200	50	2960	2949	11
65	0+3200	A	0+3250	50	2949	2933	16
66	0+3250	A	0+3300	50	2933	2923	10
67	0+3300	A	0+3350	50	2923	2906	17
68	0+3350	A	0+3400	50	2906	2891	15
69	0+3400	A	0+3450	50	2891	2880	11
70	0+3450	A	0+3500	50	2880	2861	19
71	0+3500	A	0+3550	50	2861	2849	12
72	0+3550	A	0+3600	50	2849	2833	16
73	0+3600	A	0+3650	50	2833	2818	15
74	0+3650	A	0+3700	50	2818	2805	13
75	0+3700	A	0+3750	50	2805	2786	19
76	0+3750	A	0+3800	50	2786	2775	11
77	0+3800	A	0+3850	50	2775	2760	15
78	0+3850	A	0+3900	50	2760	2746	14
79	0+3900	A	0+3950	50	2746	2729	17
80	0+3950	A	0+4000	50	2729	2710	19
81	0+4000	A	0+4050	50	2710	2696	14
82	0+4050	A	0+4100	50	2696	2679	17
83	0+4100	A	0+4150	50	2679	2664	15
84	0+4150	A	0+4200	50	2664	2647	17
85	0+4200	A	0+4250	50	2647	2633	14
86	0+4250	A	0+4300	50	2633	2621	12
87	0+4300	A	0+4350	50	2621	2611	10
88	0+4350	A	0+4400	50	2611	2598	13



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-7.2
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

CARRIL N° 1				HUELLA N° 2			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2598	2583	15
90	0+4450	A	0+4500	50	2583	2564	19
91	0+4500	A	0+4550	50	2564	2553	11
92	0+4550	A	0+4600	50	2553	2540	13
93	0+4600	A	0+4650	50	2540	2526	14
94	0+4650	A	0+4700	50	2526	2509	17
95	0+4700	A	0+4750	50	2509	2497	12
96	0+4750	A	0+4800	50	2497	2481	16
97	0+4800	A	0+4850	50	2481	2470	11
98	0+4850	A	0+4900	50	2470	2455	15
99	0+4900	A	0+4950	50	2455	2444	11
100	0+4950	A	0+5000	50	2444	2430	14



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.3
PLANILLA DE NIVELACION**

**Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD**

CARRIL Nº 2				HUELLA Nº 1			TABLA 1/3
Nº	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	4048	4043	5
2	0+050	A	0+100	50	4043	4034	9
3	0+100	A	0+150	50	4034	4028	6
4	0+150	A	0+200	50	4028	4021	7
5	0+200	A	0+250	50	4021	4011	10
6	0+250	A	0+300	50	4011	3999	12
7	0+300	A	0+350	50	3999	3992	7
8	0+350	A	0+400	50	3992	3986	6
9	0+400	A	0+450	50	3986	3976	10
10	0+450	A	0+500	50	3976	3968	8
11	0+500	A	0+550	50	3968	3960	8
12	0+550	A	0+600	50	3960	3953	7
13	0+600	A	0+650	50	3953	3944	9
14	0+650	A	0+700	50	3944	3947	-3
15	0+700	A	0+750	50	3947	3932	15
16	0+750	A	0+800	50	3932	3923	9
17	0+800	A	0+850	50	3923	3918	5
18	0+850	A	0+900	50	3918	3908	10
19	0+900	A	0+950	50	3908	3904	4
20	0+950	A	0+1000	50	3904	3898	6
21	0+1000	A	0+1050	50	3898	3892	6
22	0+1050	A	0+1100	50	3892	3886	6
23	0+1100	A	0+1150	50	3886	3883	3
24	0+1150	A	0+1200	50	3883	3877	6
25	0+1200	A	0+1250	50	3877	3871	6
26	0+1250	A	0+1300	50	3871	3865	6
27	0+1300	A	0+1350	50	3865	3858	7
28	0+1350	A	0+1400	50	3858	3856	2
29	0+1400	A	0+1450	50	3856	3846	10
30	0+1450	A	0+1500	50	3846	3838	8
31	0+1500	A	0+1550	50	3838	3834	4
32	0+1550	A	0+1600	50	3834	3826	8
33	0+1600	A	0+1650	50	3826	3821	5
34	0+1650	A	0+1700	50	3821	3815	6
35	0+1700	A	0+1750	50	3815	3812	3
36	0+1750	A	0+1800	50	3812	3805	7
37	0+1800	A	0+1850	50	3805	3797	8
38	0+1850	A	0+1900	50	3797	3795	2
39	0+1900	A	0+1950	50	3795	3790	5
40	0+1950	A	0+2000	50	3790	3779	11
41	0+2000	A	0+2050	50	3779	3777	2
42	0+2050	A	0+2100	50	3777	3769	8
43	0+2100	A	0+2150	50	3769	3764	5
44	0+2150	A	0+2200	50	3764	3751	13



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.3
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

Nº	CARRIL Nº 2			HUELLA Nº 1			TABLA 2/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3751	3736	15
46	0+2250	A	0+2300	50	3736	3719	17
47	0+2300	A	0+2350	50	3719	3699	20
48	0+2350	A	0+2400	50	3699	3676	23
49	0+2400	A	0+2450	50	3676	3655	21
50	0+2450	A	0+2500	50	3655	3623	32
51	0+2500	A	0+2550	50	3623	3613	10
52	0+2550	A	0+2600	50	3613	3593	20
53	0+2600	A	0+2650	50	3593	3574	19
54	0+2650	A	0+2700	50	3574	3551	23
55	0+2700	A	0+2750	50	3551	3525	26
56	0+2750	A	0+2800	50	3525	3502	23
57	0+2800	A	0+2850	50	3502	3482	20
58	0+2850	A	0+2900	50	3482	3459	23
59	0+2900	A	0+2950	50	3459	3431	28
60	0+2950	A	0+3000	50	3431	3420	11
61	0+3000	A	0+3050	50	3420	3397	23
62	0+3050	A	0+3100	50	3397	3379	18
63	0+3100	A	0+3150	50	3379	3357	22
64	0+3150	A	0+3200	50	3357	3338	19
65	0+3200	A	0+3250	50	3338	3318	20
66	0+3250	A	0+3300	50	3318	3300	18
67	0+3300	A	0+3350	50	3300	3274	26
68	0+3350	A	0+3400	50	3274	3262	12
69	0+3400	A	0+3450	50	3262	3240	22
70	0+3450	A	0+3500	50	3240	3221	19
71	0+3500	A	0+3550	50	3221	3196	25
72	0+3550	A	0+3600	50	3196	3174	22
73	0+3600	A	0+3650	50	3174	3160	14
74	0+3650	A	0+3700	50	3160	3143	17
75	0+3700	A	0+3750	50	3143	3125	18
76	0+3750	A	0+3800	50	3125	3107	18
77	0+3800	A	0+3850	50	3107	3088	19
78	0+3850	A	0+3900	50	3088	3067	21
79	0+3900	A	0+3950	50	3067	3045	22
80	0+3950	A	0+4000	50	3045	3029	16
81	0+4000	A	0+4050	50	3029	3010	19
82	0+4050	A	0+4100	50	3010	2992	18
83	0+4100	A	0+4150	50	2992	2972	20
84	0+4150	A	0+4200	50	2972	2955	17
85	0+4200	A	0+4250	50	2955	2934	21
86	0+4250	A	0+4300	50	2934	2918	16
87	0+4300	A	0+4350	50	2918	2899	19
88	0+4350	A	0+4400	50	2899	2877	22



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-7.3
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD

N°	CARRIL N° 2			Distancia (cm)	HUELLA N° 1		TABLA 3/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.		Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2877	2859	18
90	0+4450	A	0+4500	50	2859	2843	16
91	0+4500	A	0+4550	50	2843	2828	15
92	0+4550	A	0+4600	50	2828	2805	23
93	0+4600	A	0+4650	50	2805	2778	27
94	0+4650	A	0+4700	50	2778	2753	25
95	0+4700	A	0+4750	50	2753	2742	11
96	0+4750	A	0+4800	50	2742	2725	17
97	0+4800	A	0+4850	50	2725	2710	15
98	0+4850	A	0+4900	50	2710	2692	18
99	0+4900	A	0+4950	50	2692	2676	16
100	0+4950	A	0+5000	50	2676	2659	17



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.4
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

CARRIL N° 2				HUELLA N° 2			TABLA 1/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	4025	3990	35
2	0+050	A	0+100	50	3990	3970	20
3	0+100	A	0+150	50	3970	3942	28
4	0+150	A	0+200	50	3942	3911	31
5	0+200	A	0+250	50	3911	3884	27
6	0+250	A	0+300	50	3884	3843	41
7	0+300	A	0+350	50	3843	3826	17
8	0+350	A	0+400	50	3826	3797	29
9	0+400	A	0+450	50	3797	3770	27
10	0+450	A	0+500	50	3770	3739	31
11	0+500	A	0+550	50	3739	3712	27
12	0+550	A	0+600	50	3712	3681	31
13	0+600	A	0+650	50	3681	3653	28
14	0+650	A	0+700	50	3653	3622	31
15	0+700	A	0+750	50	3622	3586	36
16	0+750	A	0+800	50	3586	3567	19
17	0+800	A	0+850	50	3567	3536	31
18	0+850	A	0+900	50	3536	3510	26
19	0+900	A	0+950	50	3510	3480	30
20	0+950	A	0+1000	50	3480	3453	27
21	0+1000	A	0+1050	50	3453	3425	28
22	0+1050	A	0+1100	50	3425	3399	26
23	0+1100	A	0+1150	50	3399	3365	34
24	0+1150	A	0+1200	50	3365	3345	20
25	0+1200	A	0+1250	50	3345	3315	30
26	0+1250	A	0+1300	50	3315	3288	27
27	0+1300	A	0+1350	50	3288	3258	30
28	0+1350	A	0+1400	50	3258	3225	33
29	0+1400	A	0+1450	50	3225	3197	28
30	0+1450	A	0+1500	50	3197	3172	25
31	0+1500	A	0+1550	50	3172	3146	26
32	0+1550	A	0+1600	50	3146	3120	26
33	0+1600	A	0+1650	50	3120	3094	26
34	0+1650	A	0+1700	50	3094	3065	29
35	0+1700	A	0+1750	50	3065	3037	28
36	0+1750	A	0+1800	50	3037	3013	24
37	0+1800	A	0+1850	50	3013	2986	27
38	0+1850	A	0+1900	50	2986	2960	26
39	0+1900	A	0+1950	50	2960	2932	28
40	0+1950	A	0+2000	50	2932	2907	25
41	0+2000	A	0+2050	50	2907	2877	30
42	0+2050	A	0+2100	50	2877	2852	25
43	0+2100	A	0+2150	50	2852	2825	27
44	0+2150	A	0+2200	50	2825	2797	28



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-7.4
PLANILLA DE NIVELACION**

**Carreteras: TARIJA - BERMEJO
Estación: COLON SUD**

Nº	CARRIL Nº 2			HUELLA Nº 2			TABLA 2/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	2797	2767	30
46	0+2250	A	0+2300	50	2767	2759	8
47	0+2300	A	0+2350	50	2759	2745	14
48	0+2350	A	0+2400	50	2745	2732	13
49	0+2400	A	0+2450	50	2732	2718	14
50	0+2450	A	0+2500	50	2718	2716	2
51	0+2500	A	0+2550	50	2716	2706	10
52	0+2550	A	0+2600	50	2706	2697	9
53	0+2600	A	0+2650	50	2697	2685	12
54	0+2650	A	0+2700	50	2685	2678	7
55	0+2700	A	0+2750	50	2678	2664	14
56	0+2750	A	0+2800	50	2664	2656	8
57	0+2800	A	0+2850	50	2656	2644	12
58	0+2850	A	0+2900	50	2644	2636	8
59	0+2900	A	0+2950	50	2636	2622	14
60	0+2950	A	0+3000	50	2622	2612	10
61	0+3000	A	0+3050	50	2612	2605	7
62	0+3050	A	0+3100	50	2605	2597	8
63	0+3100	A	0+3150	50	2597	2587	10
64	0+3150	A	0+3200	50	2587	2584	3
65	0+3200	A	0+3250	50	2584	2572	12
66	0+3250	A	0+3300	50	2572	2568	4
67	0+3300	A	0+3350	50	2568	2553	15
68	0+3350	A	0+3400	50	2553	2549	4
69	0+3400	A	0+3450	50	2549	2536	13
70	0+3450	A	0+3500	50	2536	2531	5
71	0+3500	A	0+3550	50	2531	2521	10
72	0+3550	A	0+3600	50	2521	2511	10
73	0+3600	A	0+3650	50	2511	2502	9
74	0+3650	A	0+3700	50	2502	2494	8
75	0+3700	A	0+3750	50	2494	2486	8
76	0+3750	A	0+3800	50	2486	2476	10
77	0+3800	A	0+3850	50	2476	2470	6
78	0+3850	A	0+3900	50	2470	2459	11
79	0+3900	A	0+3950	50	2459	2455	4
80	0+3950	A	0+4000	50	2455	2443	12
81	0+4000	A	0+4050	50	2443	2438	5
82	0+4050	A	0+4100	50	2438	2427	11
83	0+4100	A	0+4150	50	2427	2415	12
84	0+4150	A	0+4200	50	2415	2411	4
85	0+4200	A	0+4250	50	2411	2400	11
86	0+4250	A	0+4300	50	2400	2391	9
87	0+4300	A	0+4350	50	2391	2382	9
88	0+4350	A	0+4400	50	2382	2372	10



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-7.4
PLANILLA DE NIVELACION

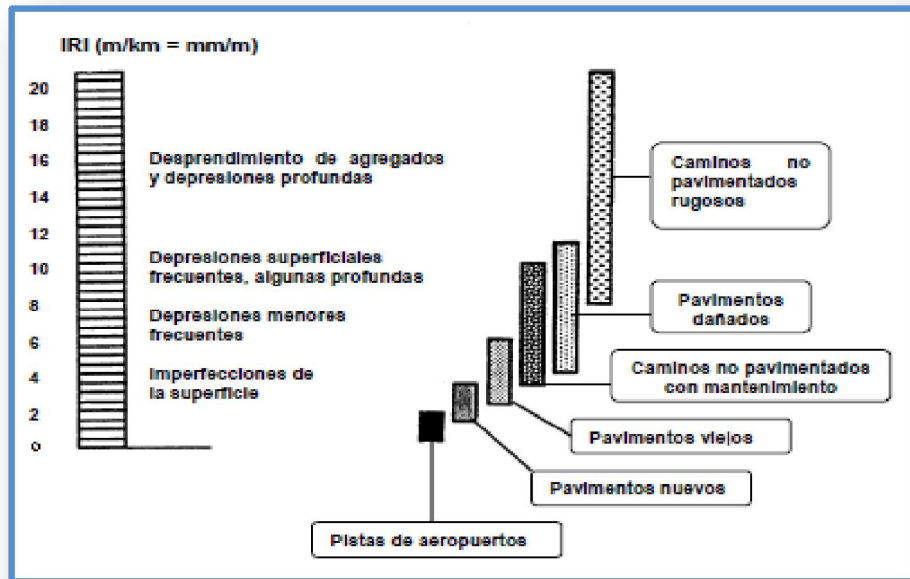
Carreteras: TARIJA - BERMEJO

Estación: COLON SUD

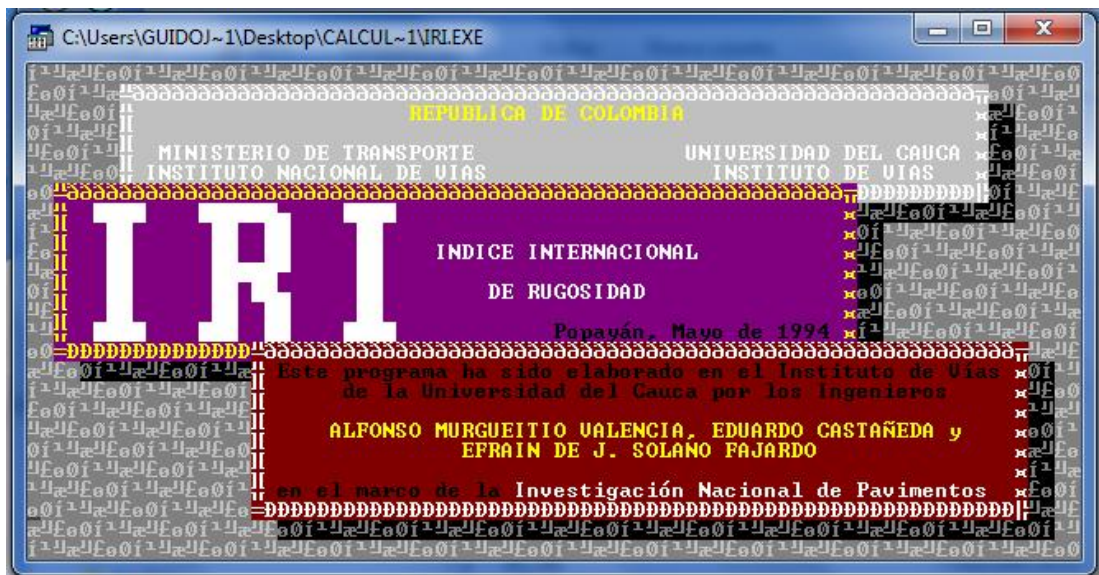
CARRIL N° 2				HUELLA N° 2			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2372	2361	11
90	0+4450	A	0+4500	50	2361	2348	13
91	0+4500	A	0+4550	50	2348	2341	7
92	0+4550	A	0+4600	50	2341	2331	10
93	0+4600	A	0+4650	50	2331	2322	9
94	0+4650	A	0+4700	50	2322	2315	7
95	0+4700	A	0+4750	50	2315	2305	10
96	0+4750	A	0+4800	50	2305	2299	6
97	0+4800	A	0+4850	50	2299	2289	10
98	0+4850	A	0+4900	50	2289	2279	10
99	0+4900	A	0+4950	50	2279	2271	8
100	0+4950	A	0+5000	50	2271	2265	6



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



Escala de clasificación del índice de rugosidad internacional



Programa para calcular el índice internacional de rugosidad



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



HULLA 1 CARRIL 1 TAJ –BER IRI=5.6799mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica	Z1	-54.48
Imprimir Información	Z2	29.81
Terminar	Z3	-52.34
	Z4	465.04
	Y	-50.00
	σ Rsi	567.987
	IRI Calculado (m/km)	5.6799

HULLA 2 CARRIL 1 TAJ –BER IRI= 4.2848mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica	Z1	-53.14
Imprimir Información	Z2	17.41
Terminar	Z3	-53.01
	Z4	-117.34
	Y	-56.00
	σ Rsi	557.957
	IRI Calculado (m/km)	5.5796



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



HULLA 1 CARRIL 2 TAJ –BER IRI= 5.4159 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica		
Imprimir Información	Z1	-51.55
	Z2	-41.17
Terminar	Z3	-58.66
	Z4	-32.76
	Y	-56.00
	σ RSi	541.593
	IRI Calculado (m/km)	5.4159

HULLA 2 CARRIL 2 TAJ –BER IRI= 4.7342 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica		
Imprimir Información	Z1	-61.19
	Z2	-54.20
Terminar	Z3	-66.11
	Z4	209.36
	Y	-60.00
	σ RSi	473.425
	IRI Calculado (m/km)	4.7342



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



5.7.2.2 Calculo Del IRI Del Tramo Tarija – Camargo.

**TABLA 5-8.1
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO
Estación: Bordo Mollar

Nº	CARRIL Nº 1			Distancia (cm)	HUELLA Nº 1		TABLA 1/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.		Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	3837	3813	24
2	0+050	A	0+100	50	3813	3792	21
3	0+100	A	0+150	50	3792	3772	20
4	0+150	A	0+200	50	3772	3747	25
5	0+200	A	0+250	50	3747	3726	21
6	0+250	A	0+300	50	3726	3710	16
7	0+300	A	0+350	50	3710	3691	19
8	0+350	A	0+400	50	3691	3677	14
9	0+400	A	0+450	50	3677	3660	17
10	0+450	A	0+500	50	3660	3636	24
11	0+500	A	0+550	50	3636	3617	19
12	0+550	A	0+600	50	3617	3596	21
13	0+600	A	0+650	50	3596	3580	16
14	0+650	A	0+700	50	3580	3557	23
15	0+700	A	0+750	50	3557	3536	21
16	0+750	A	0+800	50	3536	3522	14
17	0+800	A	0+850	50	3522	3505	17
18	0+850	A	0+900	50	3505	3487	18
19	0+900	A	0+950	50	3487	3473	14
20	0+950	A	0+1000	50	3473	3457	16
21	0+1000	A	0+1050	50	3457	3446	11
22	0+1050	A	0+1100	50	3446	3427	19
23	0+1100	A	0+1150	50	3427	3410	17
24	0+1150	A	0+1200	50	3410	3395	15
25	0+1200	A	0+1250	50	3395	3376	19
26	0+1250	A	0+1300	50	3376	3364	12
27	0+1300	A	0+1350	50	3364	3346	18
28	0+1350	A	0+1400	50	3346	3331	15
29	0+1400	A	0+1450	50	3331	3315	16
30	0+1450	A	0+1500	50	3315	3301	14
31	0+1500	A	0+1550	50	3301	3279	22
32	0+1550	A	0+1600	50	3279	3261	18
33	0+1600	A	0+1650	50	3261	3243	18
34	0+1650	A	0+1700	50	3243	3220	23
35	0+1700	A	0+1750	50	3220	3200	20
36	0+1750	A	0+1800	50	3200	3182	18
37	0+1800	A	0+1850	50	3182	3165	17
38	0+1850	A	0+1900	50	3165	3144	21
39	0+1900	A	0+1950	50	3144	3125	19
40	0+1950	A	0+2000	50	3125	3108	17
41	0+2000	A	0+2050	50	3108	3092	16
42	0+2050	A	0+2100	50	3092	3074	18
43	0+2100	A	0+2150	50	3074	3058	16
44	0+2150	A	0+2200	50	3058	3037	21



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.1
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

CARRIL N° 1				HUELLA N° 1			TABLA 2/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3037	3019	18
46	0+2250	A	0+2300	50	3019	3004	15
47	0+2300	A	0+2350	50	3004	2987	17
48	0+2350	A	0+2400	50	2987	2966	21
49	0+2400	A	0+2450	50	2966	2948	18
50	0+2450	A	0+2500	50	2948	2923	25
51	0+2500	A	0+2550	50	2923	2901	22
52	0+2550	A	0+2600	50	2901	2884	17
53	0+2600	A	0+2650	50	2884	2870	14
54	0+2650	A	0+2700	50	2870	2849	21
55	0+2700	A	0+2750	50	2849	2831	18
56	0+2750	A	0+2800	50	2831	2816	15
57	0+2800	A	0+2850	50	2816	2796	20
58	0+2850	A	0+2900	50	2796	2777	19
59	0+2900	A	0+2950	50	2777	2755	22
60	0+2950	A	0+3000	50	2755	2734	21
61	0+3000	A	0+3050	50	2734	2717	17
62	0+3050	A	0+3100	50	2717	2698	19
63	0+3100	A	0+3150	50	2698	2681	17
64	0+3150	A	0+3200	50	2681	2660	21
65	0+3200	A	0+3250	50	2660	2641	19
66	0+3250	A	0+3300	50	2641	2617	24
67	0+3300	A	0+3350	50	2617	2600	17
68	0+3350	A	0+3400	50	2600	2580	20
69	0+3400	A	0+3450	50	2580	2568	12
70	0+3450	A	0+3500	50	2568	2551	17
71	0+3500	A	0+3550	50	2551	2532	19
72	0+3550	A	0+3600	50	2532	2512	20
73	0+3600	A	0+3650	50	2512	2492	20
74	0+3650	A	0+3700	50	2492	2471	21
75	0+3700	A	0+3750	50	2471	2449	22
76	0+3750	A	0+3800	50	2449	2430	19
77	0+3800	A	0+3850	50	2430	2415	15
78	0+3850	A	0+3900	50	2415	2397	18
79	0+3900	A	0+3950	50	2397	2376	21
80	0+3950	A	0+4000	50	2376	2351	25
81	0+4000	A	0+4050	50	2351	2332	19
82	0+4050	A	0+4100	50	2332	2314	18
83	0+4100	A	0+4150	50	2314	2297	17
84	0+4150	A	0+4200	50	2297	2272	25
85	0+4200	A	0+4250	50	2272	2250	22
86	0+4250	A	0+4300	50	2250	2230	20
87	0+4300	A	0+4350	50	2230	2215	15
88	0+4350	A	0+4400	50	2215	2196	19



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-8.1
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

CARRIL N° 1				HUELLA N° 1			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2196	2179	17
90	0+4450	A	0+4500	50	2179	2166	13
91	0+4500	A	0+4550	50	2166	2147	19
92	0+4550	A	0+4600	50	2147	2130	17
93	0+4600	A	0+4650	50	2130	2109	21
94	0+4650	A	0+4700	50	2109	2090	19
95	0+4700	A	0+4750	50	2090	2077	13
96	0+4750	A	0+4800	50	2077	2059	18
97	0+4800	A	0+4850	50	2059	2045	14
98	0+4850	A	0+4900	50	2045	2030	15
99	0+4900	A	0+4950	50	2030	2017	13
100	0+4950	A	0+5000	50	2017	2008	9



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.2
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bor do Mollar

Nº	CARRIL Nº 1			HUELLA Nº 2			TABLA 1/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	3725	3706	19
2	0+050	A	0+100	50	3706	3693	13
3	0+100	A	0+150	50	3693	3677	16
4	0+150	A	0+200	50	3677	3653	24
5	0+200	A	0+250	50	3653	3638	15
6	0+250	A	0+300	50	3638	3625	13
7	0+300	A	0+350	50	3625	3606	19
8	0+350	A	0+400	50	3606	3596	10
9	0+400	A	0+450	50	3596	3574	22
10	0+450	A	0+500	50	3574	3563	11
11	0+500	A	0+550	50	3563	3550	13
12	0+550	A	0+600	50	3550	3536	14
13	0+600	A	0+650	50	3536	3520	16
14	0+650	A	0+700	50	3520	3503	17
15	0+700	A	0+750	50	3503	3489	14
16	0+750	A	0+800	50	3489	3474	15
17	0+800	A	0+850	50	3474	3460	14
18	0+850	A	0+900	50	3460	3441	19
19	0+900	A	0+950	50	3441	3419	22
20	0+950	A	0+1000	50	3419	3399	20
21	0+1000	A	0+1050	50	3399	3385	14
22	0+1050	A	0+1100	50	3385	3366	19
23	0+1100	A	0+1150	50	3366	3348	18
24	0+1150	A	0+1200	50	3348	3324	24
25	0+1200	A	0+1250	50	3324	3308	16
26	0+1250	A	0+1300	50	3308	3289	19
27	0+1300	A	0+1350	50	3289	3271	18
28	0+1350	A	0+1400	50	3271	3254	17
29	0+1400	A	0+1450	50	3254	3243	11
30	0+1450	A	0+1500	50	3243	3226	17
31	0+1500	A	0+1550	50	3226	3212	14
32	0+1550	A	0+1600	50	3212	3192	20
33	0+1600	A	0+1650	50	3192	3171	21
34	0+1650	A	0+1700	50	3171	3153	18
35	0+1700	A	0+1750	50	3153	3139	14
36	0+1750	A	0+1800	50	3139	3123	16
37	0+1800	A	0+1850	50	3123	3109	14
38	0+1850	A	0+1900	50	3109	3089	20
39	0+1900	A	0+1950	50	3089	3071	18
40	0+1950	A	0+2000	50	3071	3055	16
41	0+2000	A	0+2050	50	3055	3038	17
42	0+2050	A	0+2100	50	3038	3021	17
43	0+2100	A	0+2150	50	3021	3001	20
44	0+2150	A	0+2200	50	3001	2978	23



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.2
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bor do Mollar

CARRIL N° 1				HUELLA N° 2			TABLA 2/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	2978	2957	21
46	0+2250	A	0+2300	50	2957	2939	18
47	0+2300	A	0+2350	50	2939	2929	10
48	0+2350	A	0+2400	50	2929	2914	15
49	0+2400	A	0+2450	50	2914	2896	18
50	0+2450	A	0+2500	50	2896	2877	19
51	0+2500	A	0+2550	50	2877	2855	22
52	0+2550	A	0+2600	50	2855	2830	25
53	0+2600	A	0+2650	50	2830	2810	20
54	0+2650	A	0+2700	50	2810	2785	25
55	0+2700	A	0+2750	50	2785	2764	21
56	0+2750	A	0+2800	50	2764	2749	15
57	0+2800	A	0+2850	50	2749	2724	25
58	0+2850	A	0+2900	50	2724	2704	20
59	0+2900	A	0+2950	50	2704	2689	15
60	0+2950	A	0+3000	50	2689	2678	11
61	0+3000	A	0+3050	50	2678	2653	25
62	0+3050	A	0+3100	50	2653	2631	22
63	0+3100	A	0+3150	50	2631	2611	20
64	0+3150	A	0+3200	50	2611	2596	15
65	0+3200	A	0+3250	50	2596	2578	18
66	0+3250	A	0+3300	50	2578	2568	10
67	0+3300	A	0+3350	50	2568	2554	14
68	0+3350	A	0+3400	50	2554	2539	15
69	0+3400	A	0+3450	50	2539	2519	20
70	0+3450	A	0+3500	50	2519	2498	21
71	0+3500	A	0+3550	50	2498	2476	22
72	0+3550	A	0+3600	50	2476	2457	19
73	0+3600	A	0+3650	50	2457	2435	22
74	0+3650	A	0+3700	50	2435	2415	20
75	0+3700	A	0+3750	50	2415	2394	21
76	0+3750	A	0+3800	50	2394	2375	19
77	0+3800	A	0+3850	50	2375	2356	19
78	0+3850	A	0+3900	50	2356	2335	21
79	0+3900	A	0+3950	50	2335	2311	24
80	0+3950	A	0+4000	50	2311	2286	25
81	0+4000	A	0+4050	50	2286	2267	19
82	0+4050	A	0+4100	50	2267	2255	12
83	0+4100	A	0+4150	50	2255	2240	15
84	0+4150	A	0+4200	50	2240	2223	17
85	0+4200	A	0+4250	50	2223	2208	15
86	0+4250	A	0+4300	50	2208	2196	12
87	0+4300	A	0+4350	50	2196	2181	15
88	0+4350	A	0+4400	50	2181	2162	19



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-8.2
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

CARRIL N° 1				HUELLA N° 2			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2162	2146	16
90	0+4450	A	0+4500	50	2146	2135	11
91	0+4500	A	0+4550	50	2135	2123	12
92	0+4550	A	0+4600	50	2123	2114	9
93	0+4600	A	0+4650	50	2114	2100	14
94	0+4650	A	0+4700	50	2100	2094	6
95	0+4700	A	0+4750	50	2094	2086	8
96	0+4750	A	0+4800	50	2086	2074	12
97	0+4800	A	0+4850	50	2074	2063	11
98	0+4850	A	0+4900	50	2063	2057	6
99	0+4900	A	0+4950	50	2057	2049	8
100	0+4950	A	0+5000	50	2049	2040	9



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.3
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

N°	CARRIL N° 2			HUELLA N° 1			TABLA 1/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	3857	3842	15
2	0+050	A	0+100	50	3842	3825	17
3	0+100	A	0+150	50	3825	3805	20
4	0+150	A	0+200	50	3805	3783	22
5	0+200	A	0+250	50	3783	3757	26
6	0+250	A	0+300	50	3757	3747	10
7	0+300	A	0+350	50	3747	3731	16
8	0+350	A	0+400	50	3731	3711	20
9	0+400	A	0+450	50	3711	3690	21
10	0+450	A	0+500	50	3690	3670	20
11	0+500	A	0+550	50	3670	3648	22
12	0+550	A	0+600	50	3648	3625	23
13	0+600	A	0+650	50	3625	3608	17
14	0+650	A	0+700	50	3608	3596	12
15	0+700	A	0+750	50	3596	3581	15
16	0+750	A	0+800	50	3581	3561	20
17	0+800	A	0+850	50	3561	3539	22
18	0+850	A	0+900	50	3539	3519	20
19	0+900	A	0+950	50	3519	3504	15
20	0+950	A	0+1000	50	3504	3488	16
21	0+1000	A	0+1050	50	3488	3471	17
22	0+1050	A	0+1100	50	3471	3449	22
23	0+1100	A	0+1150	50	3449	3424	25
24	0+1150	A	0+1200	50	3424	3403	21
25	0+1200	A	0+1250	50	3403	3384	19
26	0+1250	A	0+1300	50	3384	3360	24
27	0+1300	A	0+1350	50	3360	3335	25
28	0+1350	A	0+1400	50	3335	3313	22
29	0+1400	A	0+1450	50	3313	3292	21
30	0+1450	A	0+1500	50	3292	3275	17
31	0+1500	A	0+1550	50	3275	3259	16
32	0+1550	A	0+1600	50	3259	3244	15
33	0+1600	A	0+1650	50	3244	3217	27
34	0+1650	A	0+1700	50	3217	3194	23
35	0+1700	A	0+1750	50	3194	3170	24
36	0+1750	A	0+1800	50	3170	3150	20
37	0+1800	A	0+1850	50	3150	3132	18
38	0+1850	A	0+1900	50	3132	3109	23
39	0+1900	A	0+1950	50	3109	3089	20
40	0+1950	A	0+2000	50	3089	3070	19
41	0+2000	A	0+2050	50	3070	3053	17
42	0+2050	A	0+2100	50	3053	3037	16
43	0+2100	A	0+2150	50	3037	3017	20
44	0+2150	A	0+2200	50	3017	3001	16



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.3
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

N°	CARRIL N° 2			HUELLA N° 1			TABLA 2/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3001	2987	14
46	0+2250	A	0+2300	50	2987	2969	18
47	0+2300	A	0+2350	50	2969	2957	12
48	0+2350	A	0+2400	50	2957	2949	8
49	0+2400	A	0+2450	50	2949	2936	13
50	0+2450	A	0+2500	50	2936	2920	16
51	0+2500	A	0+2550	50	2920	2901	19
52	0+2550	A	0+2600	50	2901	2880	21
53	0+2600	A	0+2650	50	2880	2862	18
54	0+2650	A	0+2700	50	2862	2842	20
55	0+2700	A	0+2750	50	2842	2824	18
56	0+2750	A	0+2800	50	2824	2803	21
57	0+2800	A	0+2850	50	2803	2784	19
58	0+2850	A	0+2900	50	2784	2764	20
59	0+2900	A	0+2950	50	2764	2750	14
60	0+2950	A	0+3000	50	2750	2730	20
61	0+3000	A	0+3050	50	2730	2714	16
62	0+3050	A	0+3100	50	2714	2701	13
63	0+3100	A	0+3150	50	2701	2683	18
64	0+3150	A	0+3200	50	2683	2666	17
65	0+3200	A	0+3250	50	2666	2655	11
66	0+3250	A	0+3300	50	2655	2636	19
67	0+3300	A	0+3350	50	2636	2613	23
68	0+3350	A	0+3400	50	2613	2592	21
69	0+3400	A	0+3450	50	2592	2574	18
70	0+3450	A	0+3500	50	2574	2558	16
71	0+3500	A	0+3550	50	2558	2537	21
72	0+3550	A	0+3600	50	2537	2523	14
73	0+3600	A	0+3650	50	2523	2510	13
74	0+3650	A	0+3700	50	2510	2494	16
75	0+3700	A	0+3750	50	2494	2476	18
76	0+3750	A	0+3800	50	2476	2458	18
77	0+3800	A	0+3850	50	2458	2441	17
78	0+3850	A	0+3900	50	2441	2423	18
79	0+3900	A	0+3950	50	2423	2402	21
80	0+3950	A	0+4000	50	2402	2387	15
81	0+4000	A	0+4050	50	2387	2368	19
82	0+4050	A	0+4100	50	2368	2353	15
83	0+4100	A	0+4150	50	2353	2340	13
84	0+4150	A	0+4200	50	2340	2324	16
85	0+4200	A	0+4250	50	2324	2307	17
86	0+4250	A	0+4300	50	2307	2295	12
87	0+4300	A	0+4350	50	2295	2280	15
88	0+4350	A	0+4400	50	2280	2264	16



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-8.3
PLANILLA DE NIVELACION

Carreteras: TARIJA - CAMARGO
Estación: Bor do Mollar

Nº	CARRIL Nº 2			HUELLA Nº 1			TABLA 3/3 Desnivel (mm)
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2264	2250	14
90	0+4450	A	0+4500	50	2250	2239	11
91	0+4500	A	0+4550	50	2239	2224	15
92	0+4550	A	0+4600	50	2224	2208	16
93	0+4600	A	0+4650	50	2208	2189	19
94	0+4650	A	0+4700	50	2189	2171	18
95	0+4700	A	0+4750	50	2171	2156	15
96	0+4750	A	0+4800	50	2156	2137	19
97	0+4800	A	0+4850	50	2137	2122	15
98	0+4850	A	0+4900	50	2122	2111	11
99	0+4900	A	0+4950	50	2111	2099	12
100	0+4950	A	0+5000	50	2099	2089	10



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.4
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bor do Mollar

Nº	CARRIL Nº 2			HUELLA Nº 2			TABLA 1/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
1	0+000	A	0+050	50	3889	3879	10
2	0+050	A	0+100	50	3879	3863	16
3	0+100	A	0+150	50	3863	3844	19
4	0+150	A	0+200	50	3844	3823	21
5	0+200	A	0+250	50	3823	3801	22
6	0+250	A	0+300	50	3801	3777	24
7	0+300	A	0+350	50	3777	3759	18
8	0+350	A	0+400	50	3759	3737	22
9	0+400	A	0+450	50	3737	3713	24
10	0+450	A	0+500	50	3713	3695	18
11	0+500	A	0+550	50	3695	3676	19
12	0+550	A	0+600	50	3676	3659	17
13	0+600	A	0+650	50	3659	3644	15
14	0+650	A	0+700	50	3644	3626	18
15	0+700	A	0+750	50	3626	3604	22
16	0+750	A	0+800	50	3604	3580	24
17	0+800	A	0+850	50	3580	3555	25
18	0+850	A	0+900	50	3555	3532	23
19	0+900	A	0+950	50	3532	3512	20
20	0+950	A	0+1000	50	3512	3490	22
21	0+1000	A	0+1050	50	3490	3466	24
22	0+1050	A	0+1100	50	3466	3446	20
23	0+1100	A	0+1150	50	3446	3428	18
24	0+1150	A	0+1200	50	3428	3413	15
25	0+1200	A	0+1250	50	3413	3397	16
26	0+1250	A	0+1300	50	3397	3378	19
27	0+1300	A	0+1350	50	3378	3358	20
28	0+1350	A	0+1400	50	3358	3335	23
29	0+1400	A	0+1450	50	3335	3317	18
30	0+1450	A	0+1500	50	3317	3297	20
31	0+1500	A	0+1550	50	3297	3276	21
32	0+1550	A	0+1600	50	3276	3252	24
33	0+1600	A	0+1650	50	3252	3234	18
34	0+1650	A	0+1700	50	3234	3220	14
35	0+1700	A	0+1750	50	3220	3203	17
36	0+1750	A	0+1800	50	3203	3189	14
37	0+1800	A	0+1850	50	3189	3176	13
38	0+1850	A	0+1900	50	3176	3156	20
39	0+1900	A	0+1950	50	3156	3139	17
40	0+1950	A	0+2000	50	3139	3117	22
41	0+2000	A	0+2050	50	3117	3093	24
42	0+2050	A	0+2100	50	3093	3072	21
43	0+2100	A	0+2150	50	3072	3045	27
44	0+2150	A	0+2200	50	3045	3026	19



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-8.4
PLANILLA DE NIVELACION**

Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bor do Mollar

N°	CARRIL N° 2			HUELLA N° 2			TABLA 2/3
	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
45	0+2200	A	0+2250	50	3026	3010	16
46	0+2250	A	0+2300	50	3010	2995	15
47	0+2300	A	0+2350	50	2995	2976	19
48	0+2350	A	0+2400	50	2976	2962	14
49	0+2400	A	0+2450	50	2962	2944	18
50	0+2450	A	0+2500	50	2944	2927	17
51	0+2500	A	0+2550	50	2927	2916	11
52	0+2550	A	0+2600	50	2916	2897	19
53	0+2600	A	0+2650	50	2897	2881	16
54	0+2650	A	0+2700	50	2881	2869	12
55	0+2700	A	0+2750	50	2869	2853	16
56	0+2750	A	0+2800	50	2853	2832	21
57	0+2800	A	0+2850	50	2832	2817	15
58	0+2850	A	0+2900	50	2817	2806	11
59	0+2900	A	0+2950	50	2806	2794	12
60	0+2950	A	0+3000	50	2794	2779	15
61	0+3000	A	0+3050	50	2779	2765	14
62	0+3050	A	0+3100	50	2765	2746	19
63	0+3100	A	0+3150	50	2746	2729	17
64	0+3150	A	0+3200	50	2729	2715	14
65	0+3200	A	0+3250	50	2715	2697	18
66	0+3250	A	0+3300	50	2697	2676	21
67	0+3300	A	0+3350	50	2676	2661	15
68	0+3350	A	0+3400	50	2661	2650	11
69	0+3400	A	0+3450	50	2650	2634	16
70	0+3450	A	0+3500	50	2634	2615	19
71	0+3500	A	0+3550	50	2615	2595	20
72	0+3550	A	0+3600	50	2595	2574	21
73	0+3600	A	0+3650	50	2574	2560	14
74	0+3650	A	0+3700	50	2560	2544	16
75	0+3700	A	0+3750	50	2544	2529	15
76	0+3750	A	0+3800	50	2529	2510	19
77	0+3800	A	0+3850	50	2510	2489	21
78	0+3850	A	0+3900	50	2489	2471	18
79	0+3900	A	0+3950	50	2471	2456	15
80	0+3950	A	0+4000	50	2456	2437	19
81	0+4000	A	0+4050	50	2437	2415	22
82	0+4050	A	0+4100	50	2415	2392	23
83	0+4100	A	0+4150	50	2392	2369	23
84	0+4150	A	0+4200	50	2369	2350	19
85	0+4200	A	0+4250	50	2350	2335	15
86	0+4250	A	0+4300	50	2335	2324	11
87	0+4300	A	0+4350	50	2324	2305	19
88	0+4350	A	0+4400	50	2305	2293	12



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-8.4
PLANILLA DE NIVELACION

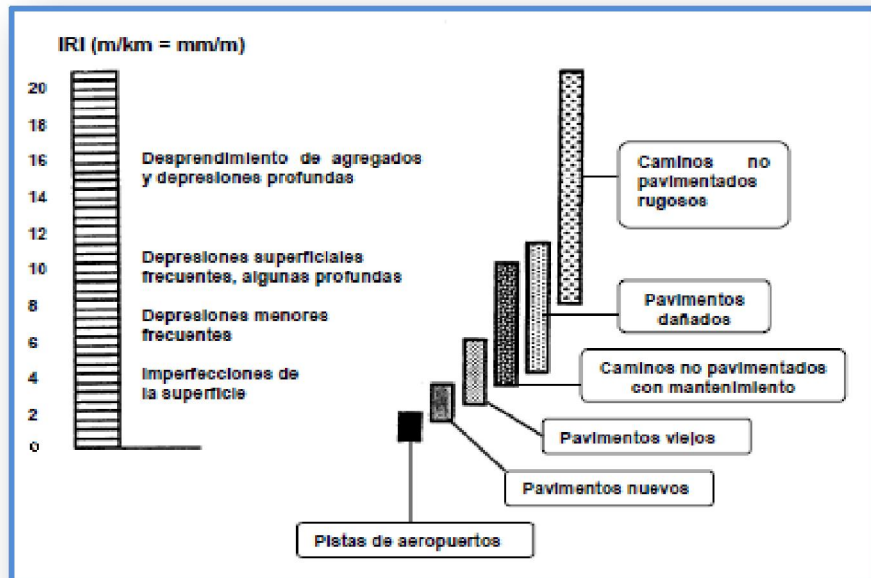
Carreteras: TARIJA - CAMARGO

Estación: Bordo Mollar

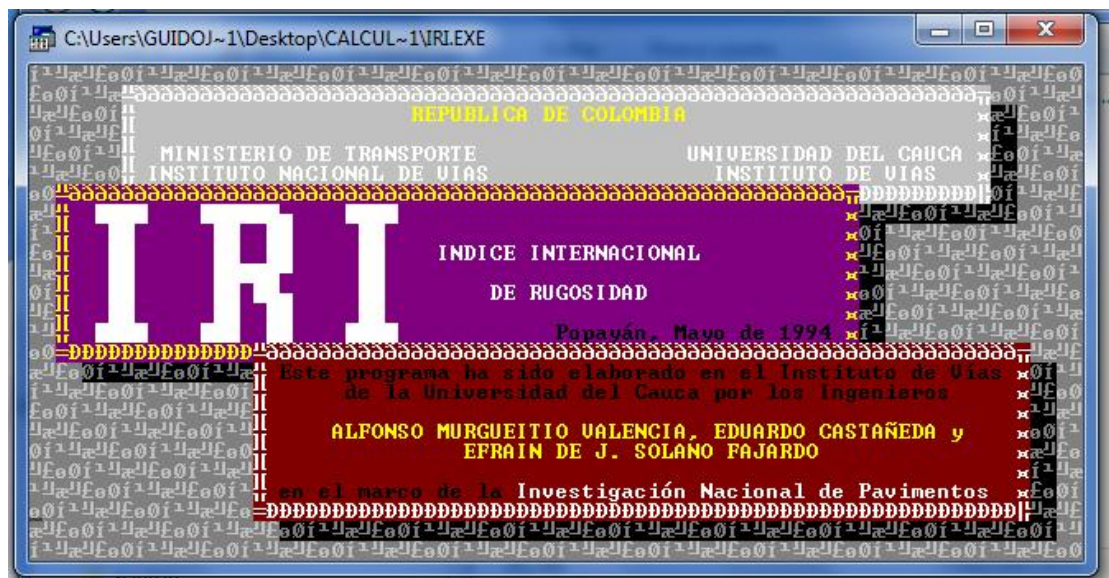
CARRIL N° 2				HUELLA N° 2			TABLA 3/3
N°	Prog. Atrás	Pto. Estac.	Prog. Adelan.	Distancia (cm)	Hilos (mm)		Desnivel (mm)
					Atrás	Adelante	
89	0+4400	A	0+4450	50	2293	2285	8
90	0+4450	A	0+4500	50	2285	2274	11
91	0+4500	A	0+4550	50	2274	2259	15
92	0+4550	A	0+4600	50	2259	2241	18
93	0+4600	A	0+4650	50	2241	2230	11
94	0+4650	A	0+4700	50	2230	2221	9
95	0+4700	A	0+4750	50	2221	2214	7
96	0+4750	A	0+4800	50	2214	2211	3
97	0+4800	A	0+4850	50	2211	2204	7
98	0+4850	A	0+4900	50	2204	2195	9
99	0+4900	A	0+4950	50	2195	2186	9
100	0+4950	A	0+5000	50	2186	2175	11



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



Escala de clasificación del índice de rugosidad internacional



Programa para calcular el índice internacional de rugosidad



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



HULLA 1 CARRIL 1 TAJ –CAMR IRI= 5.5887 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA	
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994	
Delta X [500 mm]	Delta X (mm) 500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos 101
Entrada Información	Número de Datos Analizados 101
Cálculo del IRI	% de Análisis 100.0
Gráfica	Z1 -63.76
Imprimir Información	Z2 156.11
Terminar	Z3 -35.45
	Z4 2231.47
	Y -18.00
	σ RSi 558.875
	IRI Calculado (m/km) 5.5887

HULLA 2 CARRIL 1 TAJ –CAMR IRI= 6.7516 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA	
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994	
Delta X [500 mm]	Delta X (mm) 500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos 101
Entrada Información	Número de Datos Analizados 101
Cálculo del IRI	% de Análisis 100.0
Gráfica	Z1 -64.10
Imprimir Información	Z2 -18.50
Terminar	Z3 -65.75
	Z4 345.63
	Y -64.00
	σ RSi 675.165
	IRI Calculado (m/km) 6.7516



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



HULLA 1 CARRIL 2 TAJ –CAMR IRI= 6.8706 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica	Z1	-54.00
Imprimir Información	Z2	69.95
Terminar	Z3	-48.31
	Z4	-36.99
	Y	-48.00
	σ Rsi	687.057
	IRI Calculado (m/km)	6.8706

HULLA 2 CARRIL 2 TAJ –CAMR IRI= 6.7835 mm/m ó m/Km

MINISTERIO DE TRANSPORTE – UNIVERSIDAD DEL CAUCA		
CALCULO DEL COEFICIENTE 'IRI' [Método MIRA Y NIVEL] 05-1994		
Delta X [500 mm]	Delta X (mm)	500.00
Identificación del Tra	Número Total de Datos	101
Entrada Información	Número de Datos Analizados	101
Cálculo del IRI	% de Análisis	100.0
Gráfica	Z1	-54.69
Imprimir Información	Z2	8.04
Terminar	Z3	-60.41
	Z4	-47.61
	Y	-62.00
	σ Rsi	678.353
	IRI Calculado (m/km)	6.7835



5.7.3 Cálculo De La Capacidad Y Nivel De Servicio En El Tramo Tarija – Bermejo.

**TABLA 5-9.1
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO INVIAS**

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)
Localidad: Colon Sud

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,65 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 0,8 m	Pendiente: 3 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado
Estado de superficie de rodoadura (IRI): 5,680 mm/m	

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada "Q": 43 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 47/53	Liviano: 35 %
	Mediano: 19 %
	Pesado: 45 %

C) Calculo De La Capacidad

Ci = 3200 km/h	$C_{60} = C_i \times F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p$
Fpe = 0,97 (Tabla 4.20)	
Fd = 0,94 (Tabla 4.21)	
Fcb = 0,792 (Tabla 4.22)	
Fp = 0,87 (Tabla 4.23)	
	C₆₀ = 2010 Veh/h

C ₆₀ = 2010 km/h	$C_5 = C_{60} \times FFH$
FFH = 0,93486 (Tabla 4.24)	
	C₅ = 1879 Veh/h

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_{60}} = 0,0215$$

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_5} = 0,0230$$



D) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO

$$V_i = 79 \quad (\text{Tabla 4.24})$$
$$F_u = 0,99 \quad (\text{Tabla 4.25})$$

$$V_1 = V_i \times F_u$$
$$V_1 = 78,21 \text{ km/h}$$

$$F_{sr} = 0,857 \quad (\text{Tabla 4.26})$$
$$F_{cb} = 0,76 \quad (\text{Tabla 4.27})$$

$$V_2 = F_{sr} \times F_{cb} \times V_1$$
$$V_2 = 50,94 \text{ km/h}$$

$$f_{p1} = 0,985 \quad (\text{Tabla 4.26})$$
$$f_{p2} = 0,990 \quad (\text{Tabla 4.26})$$

$$f_{pe} = f_{p1} \times f_{p2} \text{ Si } f_{pe} > 1 \text{ entonces } f_{pe} = 1$$
$$f_{pe} = 0,98$$

$$V_3 = F_{pe} \times V_2$$
$$V_3 = 49,7 \text{ km/h}$$

Según la Tabla 4,31

$$NS = D$$



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



**TABLA 5-9.2
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO INVIAS**

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33) (SIN TRAFICO PESADO)
Localidad: Colon Sud

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,65 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 0,8 m	Pendiente: 3 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado
Estado de superficie de rodoadura (IRI): 5,680 mm/m	

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada "Q": 27 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 43/57	Liviano: 65 %
	Mediano: 35 %
	Pesado: 0 %

C) Calculo De La Capacidad

<p>$C_i = 3200 \text{ km/h}$</p> <p>$F_{pe} = 0,97 \text{ (Tabla 4.20)}$</p> <p>$F_d = 0,96 \text{ (Tabla 4.21)}$</p> <p>$F_{cb} = 0,986 \text{ (Tabla 4.22)}$</p> <p>$F_p = 1,00 \text{ (Tabla 4.23)}$</p>	$C_{60} = C_i \times F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p$ <p>$C_{60} = 2928 \text{ Veh/h}$</p>
--	--

<p>$C_{60} = 2928 \text{ km/h}$</p> <p>$FPH = 0,97 \text{ (Tabla 4.24)}$</p>	$C_5 = C_{60} \times FPH$ <p>$C_5 = 2840 \text{ Veh/h}$</p>
--	--

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_{60}} = 0,009$$

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_5} = 0,009$$



D) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO	
$V_i = 79$ (Tabla 4.24) $F_u = 1$ (Tabla 4.25)	$V_1 = V_i \times F_u$ $V_1 = 79 \text{ km/h}$
$F_{sr} = 0,825$ (Tabla 4.26) $F_{cb} = 0,94$ (Tabla 4.27)	$V_2 = F_{sr} \times F_{cb} \times V_1$ $V_2 = 61,265 \text{ km/h}$
$f_{p1} = 0,88$ (Tabla 4.26) $f_{p2} = 1,1$ (Tabla 4.26)	$f_{pt} = f_{p1} \times f_{p2} \text{ Si } f_{pt} > 1 \text{ entonces } f_{pt} = 1$ $f_{pt} = 0,97$
$V_3 = F_{pt} \times V_2$ $V_3 = 60 \text{ km/h}$	<p>Según la Tabla 4,31</p> $NS = B$



5.7.4 Cálculo De La Capacidad Y Nivel De Servicio En El Tramo Tarija – Camargo.

**TABLA 5-9.3
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO INVIAS**

Tramo: Tarija - Camargo (Km 40)
Localidad: Bordo Mollar

A) Datos Geometricos

Ancho de Carril: 3,50 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 1,20 m	Pendiente: 3,5 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado
Estado de superficie de rodoadura (IRI): 6,7835 mm/m	

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada "Q": 58 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 54/46	Liviano: 33 %
	Mediano: 15 %
	Pesado: 52 %

C) Cálculo De La Capacidad

$C_i = 3200 \text{ km/h}$ $F_{pe} = 0,965 \text{ (Tabla 4.20)}$ $F_d = 0,95 \text{ (Tabla 4.21)}$ $F_{cb} = 0,98 \text{ (Tabla 4.22)}$ $F_p = 0,85 \text{ (Tabla 4.23)}$	$C_{60} = C_i \times F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p$ $C_{60} = 2431 \text{ Veh/h}$
--	--

$C_{60} = 2431 \text{ km/h}$ $FPH = 0,972 \text{ (Tabla 4.24)}$	$C_s = C_{60} \times FPH$ $C_s = 2364 \text{ Veh/h}$
--	--

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_{60}} = 0,024$$

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_s} = 0,025$$



D) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO

$$V_i = 78 \quad (\text{Tabla 4.24})$$

$$F_u = 1 \quad (\text{Tabla 4.25})$$

$$V_1 = V_i \times F_u$$

$$V_1 = 78 \quad \text{km/h}$$

$$F_{sr} = 0,746 \quad (\text{Tabla 4.26})$$

$$F_{cb} = 0,93 \quad (\text{Tabla 4.27})$$

$$V_2 = F_{sr} \times F_{cb} \times V_1$$

$$V_2 = 54,11 \quad \text{km/h}$$

$$f_{p1} = 0,960 \quad (\text{Tabla 4.26})$$

$$f_{p2} = 0,974 \quad (\text{Tabla 4.26})$$

$$f_{pt} = f_{p1} \times f_{p2} \quad \text{Si } f_{pt} > 1 \text{ entonces } f_{pt} = 1$$

$$f_{pt} = 0,94$$

$$V_3 = F_{pt} \times V_2$$

$$V_3 = 51 \quad \text{km/h}$$

Según la Tabla 4,31

$$NS = D$$



TABLA 5-9,4
DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO
METODO INVIAS

Tramo: Tarija - Camargo (Km 40) (SIN TRAFICO PESADO)
Localidad: Bordo Mollar

A) Tatos Geometricos

Ancho de Carril: 3,50 m	Longitud del Tramo: 1 Km
Ancho de Berma: 1,20 m	Pendiente: 3,5 %
Zona de no Rebase: 20 %	Tipo de Terreno: Ondulado
Estado de superficie de rodoadura (IRI): 6,7835 mm/m	

B) Datos De Traficos

Volumen total de calzada "Q": 22 Veh/ h	Composicion del trafico
Distribucion por sentidos: 55/45	Liviano: 68 %
	Mediano: 32 %
	Pesado: 0 %

C) Calculo De La Capacidad

<p>$C_i = 3200 \text{ km/h}$ $F_{pe} = 0,965 \text{ (Tabla 4.20)}$ $F_d = 0,95 \text{ (Tabla 4.21)}$ $F_{cb} = 0,98 \text{ (Tabla 4.22)}$ $F_p = 1,00 \text{ (Tabla 4.23)}$</p>	$C_{60} = C_i \times F_{pe} \times F_d \times F_{cb} \times F_p$ <p>$C_{60} = 2860 \text{ Veh/h}$</p>
--	--

<p>$C_{60} = 2860 \text{ km/h}$ $FPH = 0,97 \text{ (Tabla 4.24)}$</p>	$C_5 = C_{60} \times FPH$ <p>$C_5 = 2774 \text{ Veh/h}$</p>
--	--

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_{60}} = 0,008$$

Relacion Volumen/Capacidad

$$\frac{Q}{C_5} = 0,008$$



D) DETERMINACION DEL NIVEL DE SERVICIO	
$V_i = 78$ (Tabla 4.24) $F_u = 1$ (Tabla 4.25)	$V_1 = V_i \times F_u$ $V_1 = 78 \text{ km/h}$
$F_{sr} = 0,746$ (Tabla 4.26) $F_{cb} = 0,93$ (Tabla 4.27)	$V_2 = F_{sr} \times F_{cb} \times V_1$ $V_2 = 54,115 \text{ km/h}$
$f_{p1} = 0,927$ (Tabla 4.26) $f_{p2} = 1,1$ (Tabla 4.26)	$f_{pt} = f_{p1} \times f_{p2}$ Si $f_{pt} > 1$ entonces $f_{pt} = 1$ $f_{pt} = 1,00$
$V_3 = F_{pt} \times V_2$ $V_3 = 54 \text{ km/h}$	Según la Tabla 4,31 $NS = C$



5.8 Análisis De Los Efectos De Los Vehículos Pesados En La Capacidad De Las Carreteras En Estudio

Para determinar el efecto que tienen los vehículos pesados en la capacidad de las carreteras, es importante partir de la comparación del tráfico que comúnmente es variado en las carreteras, es decir existen vehículos livianos, medianos y pesados.

La presencia de vehículos pesados en las carreteras de dos carriles constituyendo un efecto de incremento de la formación de columnas y al mismo tiempo incrementan las restricciones, especialmente en terrenos montañosas.

Por todo lo anterior expuesto el transporte pesado en la mayoría de las carreteras de la red vial del departamento de Tarija tiene un efecto muy significativo, ya que reduce la capacidad de la misma y por ende el nivel de servicio se ve disminuyendo a nivel bajos.

Para poder evidenciar la incidencia del transporte pesado, se procedió a calcular la capacidad y el nivel de servicio sin tomar en cuenta el tráfico pesado en cada una de las características en estudio, llegando a la conclusión de que la capacidad aumente notablemente en ausencia de los vehículos pesados y la calidad de servicio de la carretera se ve mejorada sustancialmente aumentando su nivel de servicio.



TABLA 5-10.1
EFFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)

Localidad: Colon Sud

1) Capacidad y Nivel de Servicio (con vehiculos pesados)

DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP) (Veh/h)	VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS) (Km/h)	PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF) %	NIVEL DE SERVICIO (LOS)
119	78,72	37,27	C

Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 Km./hr). La demora de los conductores alcanza el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,190 veh/hr.

2) Capacidad y Nivel de Servicio (sin vehiculos pesados)

DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP) (Veh/h)	VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS) (Km/h)	PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF) %	NIVEL DE SERVICIO (LOS)
38	80,14	28,33	B

Flujo libre razonable, pero la velocidad empieza a ser restringida por las condiciones del tránsito (80 km/hr). La demora de los conductores no es mayor al 50% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 780 veh/hr.



TABLA 5-10.2
EFFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Camargo

Localidad: Bordo Mollar

1) Capacidad y Nivel de Servicio (con vehiculos pesados)

DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP) (Veh/h)	VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS) (Km/h)	PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF) %	NIVEL DE SERVICIO (LOS)
168	74,26	45,12	C

Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 Km./hr). La demora de los conductores alcanza el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,190 veh/hr.

1) Capacidad y Nivel de Servicio (sin vehiculos pesados)

DEMANDA DE TASA DE FLUJO (VP) (Veh/h)	VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (ATS) (Km/h)	PORCENTAJE DE DEMORA EN TIEMPO (PTSF) %	NIVEL DE SERVICIO (LOS)
46	76,40	33,79	C

Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 Km./hr). La demora de los conductores alcanza el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,190 veh/hr.



TABLA 5-10.3
EFFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
INVIAS

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)
Localidad: Colon Sud

1) Capacidad y Nivel de Servicio (con vehiculos pesados)

Q (Veh/h)	CAPACIDA (C60) (Veh/h)	Q/C60	Q/C5	V3=V (Veh/h)	NIVEL DE SERVICIO (NS)
43	2010	0,0215	0,0230	49,67	D

Aún hay flujo estable. Hay restricciones geométricas y de pendiente. No se puede circular a la velocidad deseada. Hay interferencias frecuentes. La libertad y comodidad son deficientes

2) Capacidad y Nivel de Servicio (sin vehiculos pesados)

Q (Veh/h)	CAPACIDA (C60) (Veh/h)	Q/C60	Q/C5	V3=V (Veh/h)	NIVEL DE SERVICIO (NS)
27	2840	0,0091	0,0094	59,55	B

Apareen restricciones al flujo libre. Reduce la velocidad y así mismo la libertad de conducir a velocidad deseada y la maniobrabilidad. Hay ligeras interferencias. Nace la necesidad de adelantar. La libertad y comodidad son buenas.



TABLA 5-10.4
EFFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
INVIAS

Tramo: Tarija - Camargo
Localidad: Bordo Mollar

1) Capacidad y Nivel de Servicio (con vehículos pesados)					
Q (Veh/h)	CAPACIDAD (C ₆₀) (Veh/h)	Q/C ₆₀	Q/C ₅	V ₃ =V (Veh/h)	NIVEL DE SERVICIO (NS)
58	2364	0,0239	0,0245	50,60	D
Aún hay flujo estable. Hay restricciones geométricas y de pendiente. No se puede circular a la velocidad deseada. Hay interferencias frecuentes. La libertad y comodidad son deficientes					

2) Capacidad y Nivel de Servicio (sin vehículos pesados)					
Q (Veh/h)	CAPACIDAD (C ₆₀) (Veh/h)	Q/C ₆₀	Q/C ₅	V ₃ =V (Veh/h)	NIVEL DE SERVICIO (NS)
22	2860	0,0077	0,0079	54,11	C
Representa las condiciones medias, interferencias tolerables como las deficiencias de la vía que afectan la libertad de circular a velocidad deseada. Libertad y comodidad adecuadas.					



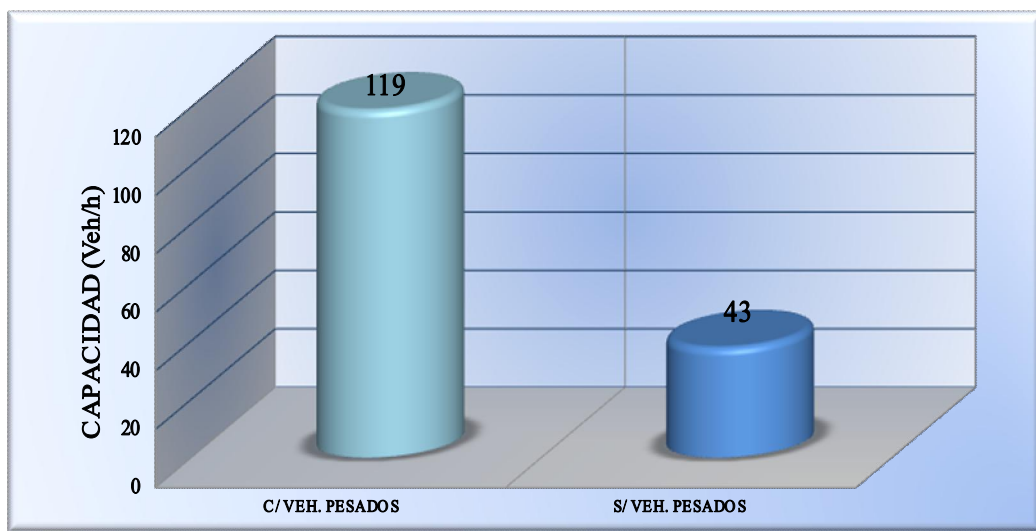
ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-11.1
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)
Localidad: Colon Sud

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehiculos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehiculos pesados)	Efecto de los Vehiculos Pesados en la Capacidad
119 Veh/h	38 Veh/h	32%





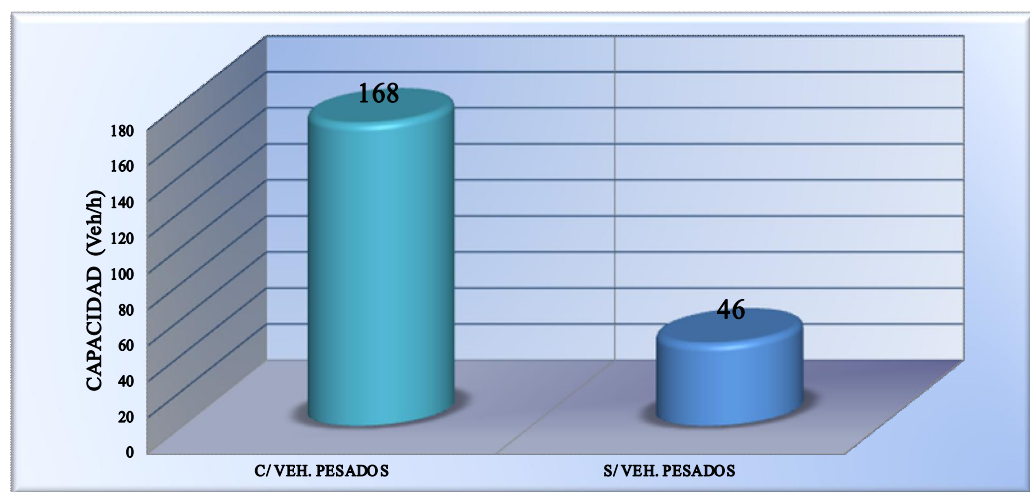
ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-11.2
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO HCM 2000

Tramo: Tarija - Camargo (Km 40)
Localidad: Santa Barbara

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehiculos)	CAPACIDAD (Sin tomar encuesta los vehiculos pesados)	Efecto de los Vehiculos Pesados en la Capacidad
168 Veh/h	46 Veh/h	27%





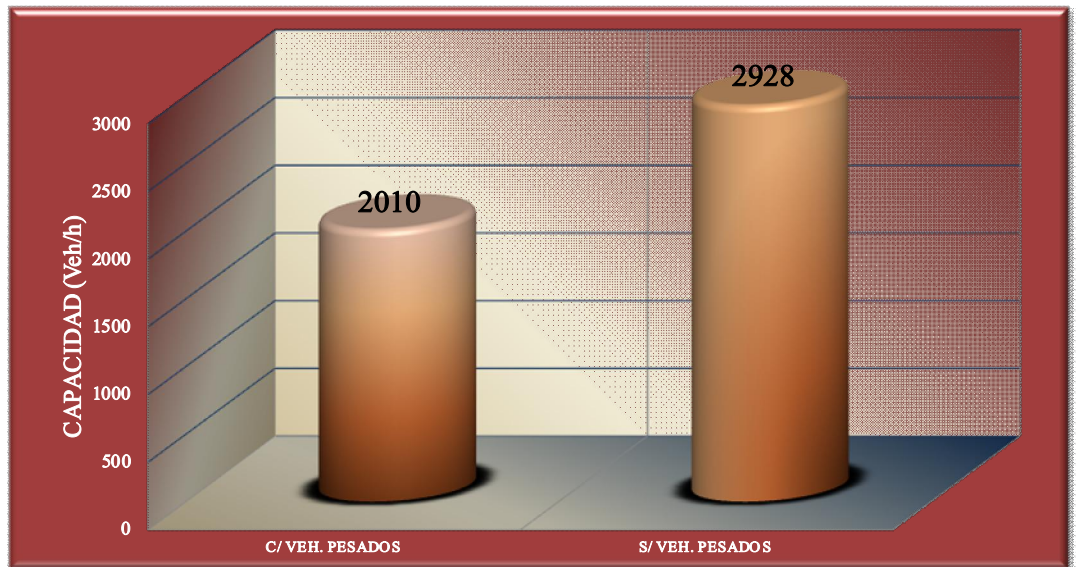
ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-12.1
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO INVIAS

Tramo: Tarija - Bermejo (Km 33)
Localidad: Colon Sud

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehiculos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehiculos pesados)	Efecto de los Vehiculos Pesados en la Capacidad
2010 Veh/h	2928 Veh/h	69%





ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



TABLA 5-12,2
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO INVIAS

Tramo: Tarija - Camargo (Km 40)
Localidad: Bordo Mollar

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehiculos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehiculos pesados)	Efecto de los Vehiculos Pesados en la Capacidad
2364 Veh/h	2774 Veh/h	85%

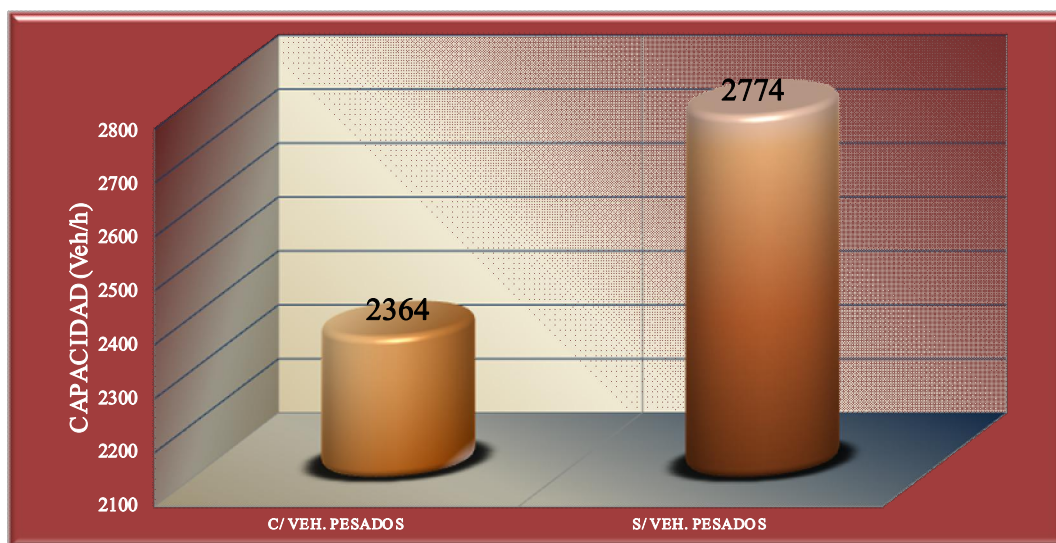




TABLA 5-13.1
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO HCM 2000

TARIJA - BERMEJO EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD	TARIJA - CAMARGO EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD
32%	27%

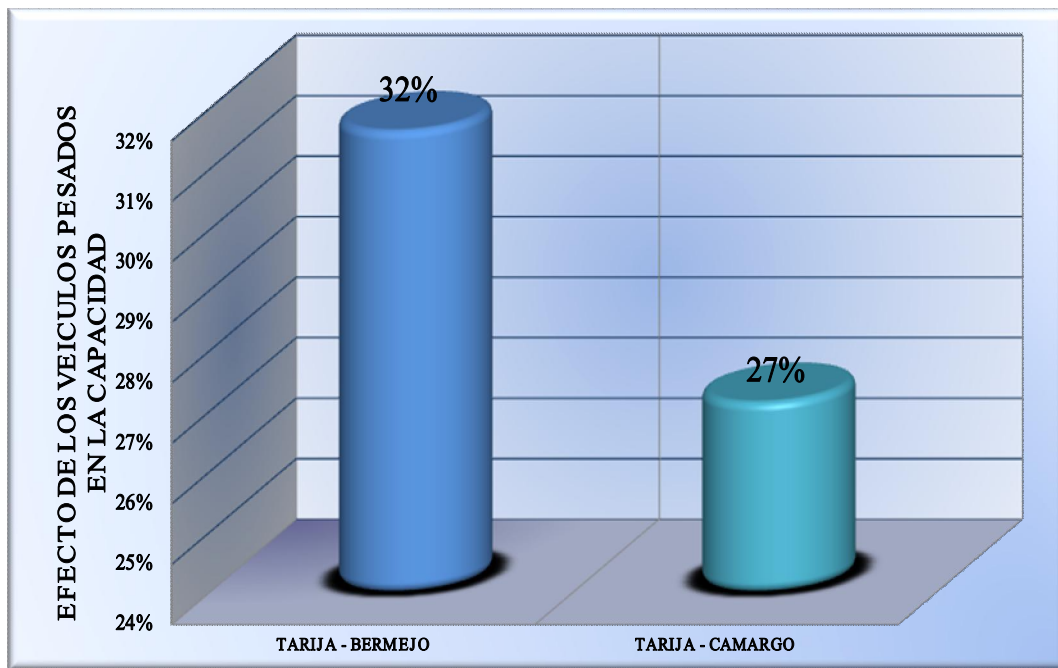
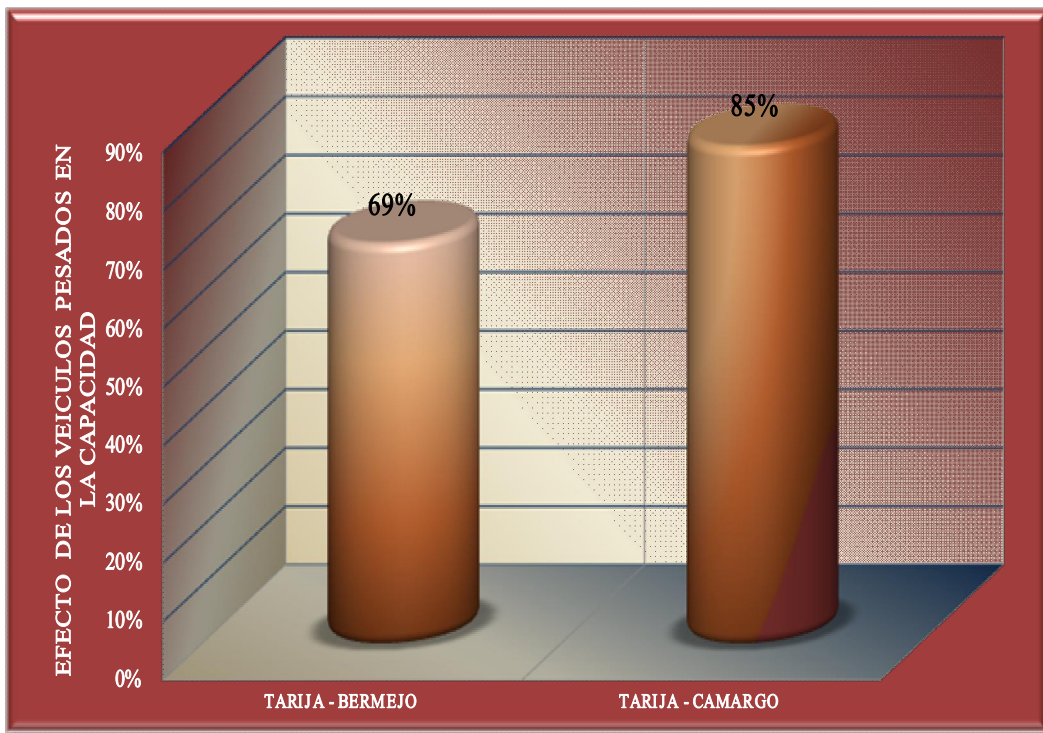




TABLA 5-13.2
EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
METODO INVIAS

TARIJA - BERMEJO EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD	TARIJA - CAMARGO EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA CAPACIDAD
69%	85%





CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para poder determinar el análisis de los vehículos pesados en los dos tramos en estudio de la red vial departamental de Tarija, se establece de forma concreta y practica llegando a las siguientes conclusiones y recomendaciones

6.1 CONCLUSIONES GENERALES.

En conclusiones generales los efecto de los vehículos pesados en las carreteras en estudio, concluimos lo siguiente.

- El conocimiento del análisis de capacidad en carreteras y su aplicación tiene gran importancia, ya que este es un parámetro indicativo del funcionamiento de los tramos carreteros y se podría a utilizar como una herramienta para la justificación y jerarquización de las obras viales, de acuerdo a las necesidades existentes.
- Las ventajas del método HCM 2000 e INVIAS, entre otros es que no solo se evalúa un camino únicamente en los volúmenes vehiculares de tráfico, si no que incluye importantes elementos como la velocidad, seguridad y comodidad al conducir, etc., a la vez que establece su relación con las características físicas y topográficas del camino.

Los parámetros operacionales no solo se refieren a las velocidades y volúmenes, sino es una integración de estos con el camino mismo. Así, un nivel de servicio no es solo una medida cualitativa del servicio que presta una carretera al tránsito, sino también una medida cuantitativa que basándose en datos reales conjunta y relaciona las características físicas del camino con las del tránsito que se presenta. Un nivel de servicio determinado no solo describirá la buena o mala operación del tramo, sino que indicara las características que tiene el camino con



relación al tránsito que circula por él y medirá el funcionamiento de esas características con relación al volumen.

- El método HCM es principalmente un documento que contiene una serie de procedimientos basados en modelos analíticos calibrados con datos empíricos tomados en los Estados Unidos y el Canadá.

La versión del HCM 2000, como las anteriores versiones, sigue la filosofía original ante el problema de definir analíticamente el complejo fenómeno del tránsito vial, se optó por definir primero las condiciones más ideales que fuera posible (carriles de 3.66 m, rasante horizontal, alineamiento recto, ausencia de vehículos pesados, etc.) y luego aplicar a ella factores de corrección o ajuste que representaran qué tanto se apartan las condiciones reales de las ideales.

La pauta para definir las condiciones ideales fue el punto a partir del cual, una mejora de cualquier naturaleza de esas condiciones no se reflejara en ni en un aumento de la capacidad ni en una elevación del nivel de servicio.

- El método INVIAS contiene un procedimiento de análisis que proporciona información y estimación sobre el comportamiento operacional de una carretera de dos carriles. Con base en condiciones conocidas de la vía y de tránsito, observadas en un gran número de carreteras en Colombia. El cálculo separado de la capacidad y nivel de servicio, principio que rige la formulación del método colombiano.

Los parámetros para el cálculo de la capacidad y nivel de servicio son distintos. Para la capacidad se usa el volumen, cuyo inverso es el intervalo medio; para el nivel de servicio se utiliza la velocidad media recorrida. El intervalo se compone del paso (que varía proporcionalmente a la velocidad), de manera que las variaciones en la



velocidad no producen variaciones proporcionales en el intervalo medio y por ende en el volumen máximo. Por ello se usa factores de corrección diferentes y su cálculo se efectúa por separado.

- A medida que aumenta el porcentaje de vehículos pesados en la composición del tráfico disminuye la capacidad de la carretera. Si el flujo vehicular en una carretera es bajo pero el flujo de vehículos pesados es bastante alto, arriba del 30 %, el nivel de servicio de una carretera se ve afectado debido a que se incrementa la demora y baja la velocidad promedio de viaje.
- El tamaño de los vehículos pesados, el número de ejes y la capacidad de carga, vendrá a afectar directamente en la capacidad de las carreteras.
- De acuerdo de la estadística viales de la ABC (Administradora Boliviana De Carreteras) se puede verificar que existe un incidencia de crecimiento del parque automotor de vehículos pesados, por lo que al pasar los años el este incremento afectara directamente en la capacidad de las carreteras. A lo que también se suma las condiciones de nuestras carreteras y a su trazo geométrico.
- La metodología que más se adecua a nuestro país es el método INVIAS, ya que las condiciones de diseño geométrico de las carreteras son caso semejantes y por ende las condiciones ideales.

6.2 CONCLUSIONES PARTICULARES.

6.2.1 Tramo Tarija - Bermejo.

Del estudio y análisis del tramo Tarija – Bermejo, concluimos lo siguiente:

- De acuerdo a los volúmenes recogidos en los aforos realizados, se pudo evidenciar que la mayoría de vehículos pesados en este tramo de carretera se da en los horarios nocturno, debido a que a que los conductores prefieren este horario para precautelar el buen estado del producto que transporta y además



esta carretera une el occidente, con el sur y oriente del país, las empresas de transporte han visto por conveniente los horarios nocturnos para movilizarse, con el objeto de combinación con otras empresas de transporte que hacen servicios a la república Argentina.

- Este tramo presenta el mayor porcentaje de vehículos pesados con un 45% del total de la composición vehicular y esto afecta en la mayor parte en la capacidad del tramo Tarija – Bermejo.
- La incidencia del transporte pesado en la capacidad de la carretera es de 32% según el método HCM 2000 (Tabla 5-11.1.), como se muestra en el cuadro a continuación:

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehículos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehículos pesados)	Efecto de los Vehículos Pesados en la Capacidad
119 Veh/h	38 Veh/h	32%

Estos se deben a que se cuenta con un 45% de vehículos pesados en la composición del tráfico vehicular, lo cual incide de manera directa en la capacidad de la carretera con un 32%

- La incidencia del transporte pesado en la capacidad de la carretera es de 69% según el método INVIAS (Tabla 5-12.1), como se muestra en el cuadro siguiente:



CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehículos)	CAPACIDAD (Sin tomar encuesta los vehículos pesados)	Efecto de los Vehículos Pesados en la Capacidad
2010 Veh/h	2928 Veh/h	69%

Estos se deben a que se cuenta con un 45% de vehículos pesados en la composición del tráfico vehicular, lo cual incide de manera directa en la capacidad de la carretera con un 69%.

- La incidencia del transporte pesado en el nivel de servicio de la carretera, no se ha ce notable por que el volumen total de calzada a un no es elevada de ahí que el nivel de servicio se mantiene en **C** según el método HCM 200, tanto tomando en cuenta los vehículos pesados y sin tomar en cuenta los vehículos pesados el nivel de servicio se mantiene en **B** según el método HCM 200
- La incidencia del transporte pesado en el nivel de servicio de la carretera analizado por el manual INVIAS se hace notorio ya que el nivel de servicio pasa de un estado **D**, para la composición de tráfico, a un nivel de **B** sin tomar en cuenta el tráfico pesado en la composición del mismo, esto se debe principalmente que las velocidades se ve disminuidas por la incidencia del tráfico pesado, reduciendo el nivel de servicio a nivel **D**.



6.2.2 Tramo Tarija - Camargo.

Del estudio y análisis del tramo Tarija – Camargo, concluimos lo siguiente:

- De acuerdo a los volúmenes recogidos en los aforos realizados, se pudo evidenciar que la mayoría de vehículos pesados en este tramo de carretera se da en los horarios nocturno, debido a que a que los conductores prefieren este horario para precautelar el buen estado del producto que transporta y además esta carretera une el occidente, con el sur y oriente del país, las empresas de transporte han visto por conveniente los horarios nocturnos para movilizarse, con el objeto de combinación con otras empresas de transporte.
- Este tramo presenta el mayor porcentaje de vehículos pesados con un 52% del total de la composición vehicular, esto se debe a que este tramo es la carretera principal luego se divide en la rutas Tarija – Bermejo y Tarija – El Chaco, por esto cuenta con mayor porcentaje de vehículos pesados y esto afecta en la mayor parte en la capacidad del tramo Tarija – Camargo.
- La incidencia del transporte pesado en la capacidad de la carretera es de 27% según el método HCM 2000 (Tabla 5-11.2.), como se muestra en el cuadro a continuación:



**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)**



CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehículos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehículos pesados)	Efecto de los Vehículos Pesados en la Capacidad
168 Veh/h	46 Veh/h	27%

Estos se deben a que se cuenta con un 52% de vehículos pesados en la composición del tráfico vehicular, lo cual incide de manera directa en la capacidad de la carretera con un 27%

- La incidencia del transporte pesado en la capacidad de la carretera es de 85% según el método INVIAS (Tabla 5-12.2), como se muestra en el cuadro siguiente:

CAPACIDAD (Tomando en Cuenta el Total De Vehículos)	CAPACIDAD (Sin tomar en cuenta los vehículos pesados)	Efecto de los Vehículos Pesados en la Capacidad
2364 Veh/h	2774 Veh/h	85%

Estos se deben a que se cuenta con un 52% de vehículos pesados en la composición del tráfico vehicular, lo cual incide de manera directa en la



capacidad de la carretera con un 36%, lo cual incide de manera directa en la capacidad de la carretera con un 85%

- La incidencia del transporte pesado en el nivel de servicio de la carretera, no se ha ce notable por que el volumen total de calzada a un no es elevada de ahí que el nivel de servicio se mantiene en **C** según el método HCM 200, tanto tomando en cuenta los vehículos pesados y sin tomar en cuenta los mismos.
- La incidencia del transporte pesado en el nivel de servicio de la carretera analizado por el manual INVIAS se hace notorio ya que el nivel de servicio pasa de un estado **D**, para la composición de tráfico, a un nivel de **C** sin tomar en cuenta el tráfico pesado en la composición del mismo, esto se debe principalmente que las velocidades se ve disminuidas por la incidencia del tráfico pesado, reduciendo el nivel de servicio a n nivel **D**.

6.3 Recomendaciones.

Para tratar los problemas operativos que pueden existir en las carreteras de dos carriles se requiere un conocimiento de la naturaleza de los sistemas de carreteras de dos carriles.

6.3.1 Recomendaciones Generales.

- Es importante que el método del análisis de capacidad y nivel de servicio sea adecuado a las condiciones prevalentes en Bolivia, para que su uso y aplicación sean más precisos y confiables. Para ello, será necesario realizar investigaciones y estudio de campo para tener una idea precisa del comportamiento de los diferentes factores que integran e influyen en el análisis de la capacidad. De esta manera se podría tener parámetros específicos de comportamiento de estos elementos que intervienen en la capacidad de un camino.



- Es posible mejorar la capacidad de los caminos, mediante medidas operativas de bajo costo, como:
 - ◆ Reforzamiento de la vigilancia y equipamiento de los retenes de control, para evitar sobrecargas ilegales y controlar la velocidad de viaje de los usuarios.
 - ◆ Inspección periódica del parque vehicular.
 - ◆ Programas de conservación y mantenimiento de carreteras.
 - ◆ Mejoramiento del señalamiento horizontal y vertical.
 - ◆ Control sobre el derecho de vía.
 - ◆ Programa de educación vial para los usuarios de carreteras.
 - ◆ Programar horarios para los vehículos pesados, principalmente camiones.

6.3.2 Recomendaciones Particulares.

6.3.2.1 Tramo Tarija – Bermejo.

Los problemas de capacidad en este tramo se dan principalmente en horarios nocturnos por la afinidad de la mayoría de los vehículos a transitar en estos horarios, se propone remedir este problema estableciendo horarios de circulación tanto para los vehículos pesados como así también para los vehículos livianos y medianos, los horarios propuestos son 18:00 a 6:00 vehículos pesados y de 6:00 a 18:00 vehículos livianos y medianos.

El tramo Tarija – Bermejo es un tramo con un asfalto flexible, a pesar que es un camino pavimentado, se evidencia que en época de lluvia existe un deterioro considerable, en tramos específicos son intransitables.

Según el análisis en la actualidad se encuentra funcionando en un nivel de servicio C según el método HCM 2000, por lo que se indicaría que, se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 Km./hr). La demora de los conductores alcanza es el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo



total para ambas direcciones es de 1,190 veh/hr. Y según el método INVIAS un Nivel D en donde hay flujo estable, hay restricciones geométricas y de pendiente. No se puede circular a la velocidad deseada. Hay interferencias frecuentes. La libertad y comodidad son deficientes.

Por lo que se recomienda que se realice un inventario general del estado de la carretera y demás llevar un control permanente del crecimiento mediante aforos continuos teniendo especial cuidado con los vehículos pesados porque son estos los que afectan de manera directa la capacidad de las carreteras, sobre todo mejorar el estado de la carretera haciendo en mantenimiento de caminos periódicas, especialmente en épocas más críticas.

Construir acotamientos y sitios de parada en puntos específicos críticos de la carretera en lugares con mayor incidencia de accidentes.

6.3.2.2 Tramo Tarija – Camargo.

La carretera de Tarija – Camargo no se encuentra asfaltada y presenta en la actualidad un nivel de servicio C según el método HCM 2000, por lo que se indicaría que, se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 Km./hr). La demora de los conductores alcanza es el 65% del total del tiempo de viaje y la razón de flujo total para ambas direcciones es de 1,190 veh/hr. Y según el método INVIAS un Nivel D en donde hay flujo estable, hay restricciones geométricas y de pendiente. No se puede circular a la velocidad deseada. Hay interferencias frecuentes. La libertad y comodidad son deficientes.

Por lo que se recomienda llevar un control permanente del crecimiento mediante aforos continuos teniendo especial cuidado con los vehículos pesados porque son estos los que afectan de manera directa la capacidad de las carreteras, sobre todo mejorar el estado de la carretera haciendo en mantenimiento de caminos periódicas, especialmente en épocas de lluvias.



ANÁLISIS DEL EFECTO DE LOS VEHÍCULOS PESADOS EN LA
CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS
(POR EL MÉTODO HCM2000 Y EL MÉTODO INVIAS)



En áreas donde la topografía del terreno lo permite, se debe ampliar el ancho del hombro, ya que, en algún tramo carretero es reducido, dicha ampliación permitiría más confort al conductor y por lo tanto disminuye la demora