

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**



**ANALISIS OPERACIONAL DE UN TRAMO DE**  
**AUTOPISTA URBANA**

**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A**  
**REYNALDO BETANCOURT VARGAS**

México, D. F.

1979



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-74

Al Pasante señor REYNALDO BETANCOURT VARGAS,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Roberto Magallanes Negrete, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANÁLISIS OPERACIONAL DE UN TRAMO DE AUTOPISTA URBANA"

En cualquier tramo del periférico o vías de alta velocidad en la ciudad de México, se agrava de día en día el problema de tránsito, se hace indispensable resolver tan urgente problema, por medio del mejoramiento a la conducción del tránsito.

El pasante deberá resolver este problema, teniendo en cuenta los datos geométricos y viales actuales, debiendo presentar planos, croquis, gráficas y/o tablas; que sirvieran a cualquier proyectista o ingeniero de tránsito, para analizar la operación de una autopista.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 22 de Marzo de 1977  
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

66

SVC/GSA/ser

# "ANÁLISIS OPERACIONAL DE UN TRAMO DE AUTOPISTA URBANA"

## I N D I C E

	Pag
INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I.- AFOROS, CLASIFICACION, DISTRIBUCION Y COMPOSICION VEHICULAR.....	4
De los Aforos.....	4
De la Clasificación.....	29
De la Distribución.....	30
De la Composición.....	33
CAPITULO II.- FACTORES DE CORRESPONDENCIA.....	41
II.1.- Población.....	42
II.2.- Vehículos.....	43
II.3.- Caracterización de Viajes.....	48
II.4.- Volúmenes Futuros.....	48
II.5.- Tasas de Crecimiento.....	58
CAPITULO III.- VELOCIDAD Y RETARDO.....	64
III.1.- Metodología.....	64
III.2.- Velocidades de Marcha e Integral.....	66
III.3.- Puntos Críticos.....	71
III.4.- Velocidades en Zonas Críticas.....	72
III.5.- Clasificación de Causas de Demora.....	73
III.6.- Planos de Curvas Isócronas.....	73
CAPITULO IV.- ORIGEN Y DESTINO.....	80
IV.1.- Líneas de demanda de Movimiento.....	80
IV.2.- Puntos Críticos.....	81
CAPITULO V.- CAPACIDAD VIAL.....	84
V.1.- Definiciones.....	84
a).- Capacidad.....	84
b).- Nivel de Servicio.....	84
c).- Volumen de Servicio.....	85
V.2.- Del Nivel de Servicio, Condiciones de la Circulación, velocidades de operación y de la relación v/c.....	85



V.3.- Análisis Operacional .....	86
V.3.1.- De las Características del Tránsito.....	86
a).- Composición del Tránsito.....	86
b).- Distribución del Tránsito.....	86
V.3.2.- De las Características Físicas.....	87
a).- Ancho de Carril.....	87
b).- Obstáculos Laterales.....	87
c).- Combinación del Ancho de Carril y la Distancia a Obstáculos Laterales.....	87
d).- Camiones y Pendientes Longitudinales.	87
V.4.- Cálculo de Capacidad.....	89
V.4.1.- Capacidad de la Vía Principal.....	92
V.4.2.- Capacidad de las Rampas de Entrada y Sali- da.....	92
V.4.3.- Análisis de Capacidad y Volumen de Servi- cio en los Enlaces y en la Vía Principal..	103
V.4.3.1.- Consideraciones Generales.....	106
V.4.3.2.- Niveles de Servicio en los Extremos de - los Enlaces.....	110
V.4.3.3.- Procedimientos de Cálculo para los Extre- mos de los Enlaces.....	113
V.4.3.4.- Cálculo de Volúmenes de Servicio para -- los Niveles A, B y C.....	113
V.4.3.5.- Cálculo de Volúmenes de Servicio para el Nivel D.....	128
V.5.- Número de carriles por demanda de Tránsito..	130
ANÁLISIS OPERACIONAL DE LA AUTOPISTA SENTIDO NORTE.....	133
ANÁLISIS OPERACIONAL DE LA AUTOPISTA SENTIDO SUR.....	162
CAPITULO VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	183
EFECTOS DE LA BAJA OPERACION VEHICULAR EN EL PERI- FERICO PONIENTE.....	188

## I N T R O D U C C I O N

El constante crecimiento de la Ciudad de México ha originado una gran demanda de transporte, tanto individual como colectivo. Para satisfacer esta demanda se han construido nuevas vías y ampliando o mejorando las existentes. Fue así como en 1948 se inició la construcción de la primera vía rápida: El Viaducto Miguel Alemán. Posteriormente, el día 18 de noviembre de 1961 se -- inauguró el primer tramo del Anillo Periférico en una longitud de 11 Kilóme-- tros que abarca desde la Calzada del Conscripto hasta la Avenida de la Barran-- ca del Muerto. Este tramo tiene especificaciones de proyecto pobres. El día 7 de Septiembre de 1963 se inauguró el segundo tramo del Anillo Periférico en una longitud de 4.5 Kilómetros entre la Avenida de la Barranca del Muerto y - el Puente de Sierra, en el extremo Sur de la Unidad Independencia del I.M.S.S.

En 1967 con motivo de los XIX Juegos Olímpicos, el Anillo Periférico-- se inició la prolongación hasta el Canal de Cuernavaca, con mejores especifica-- ciones geométricas. El día 24 de febrero de 1967 se inauguró la primera par-- te del tercer tramo del Anillo Periférico, en una longitud de 7 Kilómetros -- que une las Avenidas San Jerónimo e Insurgentes y el día 27 de junio de 1967-- se inauguró la segunda parte del tercer tramo del Anillo Periférico, compren-- dido entre la Avenida Insurgentes Sur y el Viaducto Tlalpan.

El mismo mes de junio de 1967, quedó en servicio la ampliación de la-- parte norte del Anillo Periférico que liga con la autopista a Queretáro. Fi-- nalmente el mes de agosto de 1968 se terminó la construcción del cuarto tramo del Anillo Periférico, entre el Viaducto Tlalpan y Canal de Cuernavaca.

Actualmente el Anillo Periférico tiene una longitud de 31.5 Kilóme-- tros desde la Avenida del Conscripto hasta el Canal de Cuernavaca y da servicio a los accesos de las zonas al Norte y al Sur del Distrito Federal, y princi-- palmente a las vías principales paralelas al oriente de la autopista funcio-- nando como vías colectoras, también dando servicio a las vías principales --- transversales que se encuentran en las avenidas San Joaquín, Legaria, Ejérci-- to Nacional, Presidente Mazarik, Palmas, Paseo de la Reforma, Constituyentes, Observatorio, Viaducto Miguel Alemán, San Antonio, Nicanor Arvide, Río Mixcoac, Santa Lucía, Barranca del Muerto-Calzada de las Águilas, Alta Vista-Calzada-- del Desierto, San Jerónimo-Contreras, Paseo del Pedregal, Avenida Insurgentes

Sur, Clazada Tlalpan, Viaducto Tlalpan, Canal de Miramontes- Acceso a Xochimilco y Avenida Acoxpa.

En este trabajo se hace un análisis operativo del Periférico Poniente para valorar su funcionamiento y eventualmente proponer ampliaciones en sus partes más críticas.

Al observar la demanda horaria, se concluyó que el tramo más conflictivo es de la Avenida del Conscripto a la Avenida San Jerónimo y fué este tramo el que se consideró en este estudio.

Se ha observado un alivio a la circulación de tránsito al modificar el sentido de circulación y ampliar las calzadas de las Avenidas Revolución y Patriotismo.

Sin embargo, el crecimiento de Asentamientos Humanos al Norte, permite suponer incremento de viajes.

Por lo anterior expuesto en el Periférico Poniente, se ha observado que en distintos períodos del día y en ambos sentidos de circulación, la operación vehicular se considera conflictiva.

Con objeto de valorar y definir las características del movimiento vehicular del Periférico Poniente, es la de elaborar un programa de trabajo, consistente en la ejecución y análisis cualitativos y cuantitativos de diversos estudios de Ingeniería de Tránsito.

Para cumplir con el objetivo propuesto, se coordinaron diversas recopilaciones del tránsito vehicular con las autoridades del Departamento del Distrito Federal y de la extinta Secretaría de Obras Públicas.

Para cuantificar las características vehiculares en el Periférico Poniente, se ejecutó la medición de los volúmenes de tránsito en los dos sentidos de circulación y la medición de los enlaces de entrada y salida, mediante la ubicación de estaciones maestras que estuvieron operando durante las veinticuatro horas de los siete días consecutivos.

Los resultados de la recopilación de datos semanales obtenidos en los años de 1967, 1968 y 1971, localizados en las estaciones de medición, fueron coincidentes en esos años y han servido de verificación las variaciones diarias.

Para comparar las condiciones operativas del Periférico Poniente con

algunas vías optativas al oriente de aquella, se cuantificó y clasificó las causas que provocaban el congestionamiento, según los estudios de velocidad y retardo programados durante los tres períodos de máxima demanda, que presentaban en el Periférico Poniente.

Por falta de recursos humanos, no fué posible establecer la cuantificación vehicular en la totalidad de los enlaces en el Periférico Poniente, e ignorando la demanda vehicular que se entrecruzan a ambos lados en los tronques del tipo en trebol. Por otra parte, en el programa de la demanda vehicular en los enlaces del Periférico Poniente, no consideró las correspondientes a la zona del Bosque de Chapultepec, por considerar un tránsito Dominical o Festivo, en cambio han preferido la localización de cinco estaciones maestras por zonas de influencia sobre el mismo Periférico Poniente.

## CAPITULO I

## AFOROS, CLASIFICACION, DISTRIBUCION Y COMPOSICION VEHICULAR

De los aforos

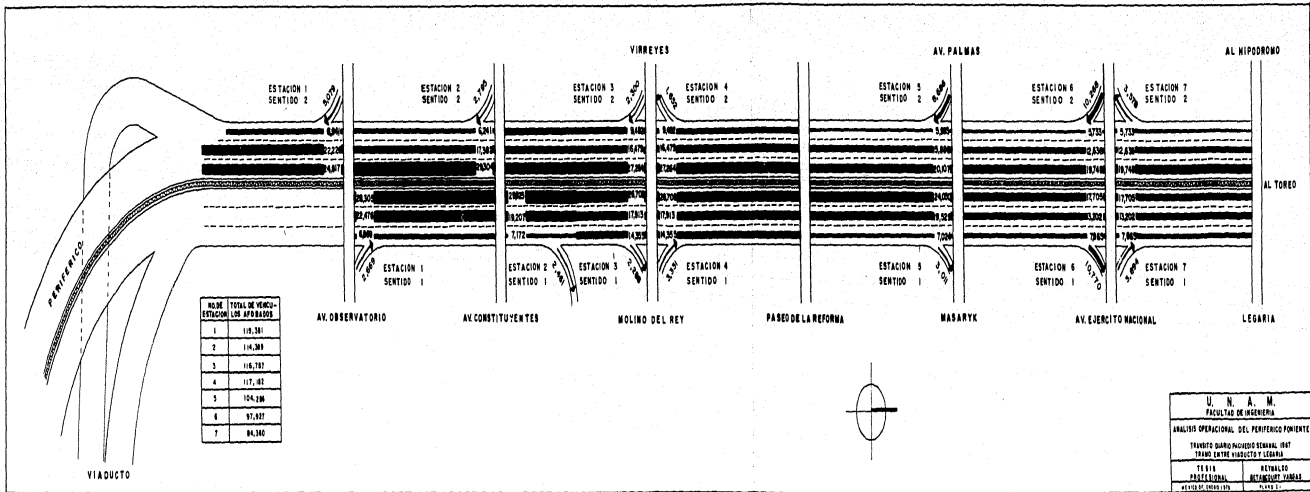
Con relación a los volúmenes de tránsito del Periférico Poniente, se dispone de la información correspondiente a los aforos de vehículos que se hicieron para cada carril en los dos sentidos de circulación, - durante tres períodos entre el día 31 de marzo de 1967 y el 6 de febrero de 1971, limitando el tramo del Periférico Poniente entre la Av. de San Jerónimo y la frontera del Distrito Federal frente al Deportivo -- Israelita.

El primer período corresponde a la semana del 31 de marzo al 6 de abril de 1967. Se midió durante las veinticuatro horas del día, con siete estaciones maestras comprendiendo el sub-tramo del Periférico -- Poniente entre la Av. Observatorio y la Calzada Legaria.

Como resultado de este estudio se obtuvieron, entre otras, las siguientes conclusiones:

- 1.- Existe uniformidad en el flujo de vehículos en el lapso comprendido de la 7 a las 20 horas, acusando solo una ligera disminución entre las 10 y las 13 horas.
- 2.- La corriente de vehículos establecida tiene un comportamiento similar de lunes a viernes. El sábado registra un pequeño -- descenso en el número de usuarios y otro, de mayor significado, el domingo.
- 3.- El nivel de utilización del carril de 70 K.P.H. era de 25,000 vehículos por día, el de 60 de 17,000 y el de 40 de 7,000 vehículos por día.

En cada una de las entradas y salidas del Periférico Poniente, se llevo a cabo el recuento de vehículos que entraban y salían a esa vía durante un período de doce horas: los volúmenes que se observaron, se expandieron para obtener el valor del volumen diario en cada una de -- esas estaciones con datos de las estaciones maestras. En el Plano I.1



se indican los volúmenes diario promedio semanal por carril y los mismos volúmenes en los enlaces de entrada y salida.

Por no disponer de estaciones maestras que operen durante todo un año en forma ininterrumpida y, para poder determinar el volumen diario promedio anual, para los efectos de este estudio, se consideró como medida de volumen el del diario promedio semanal. Se puede considerar como buena aproximación, ya que dada la circunstancia de que la variación semanal a lo largo de un año es de poca importancia.

El segundo período corresponde desde el 15 de enero al 17 de marzo de 1968 y fuera de ese período se aforó el tránsito los días 24 y 25 de julio de 1967 localizado en la estación "Viaducto-Revolución".

Con objeto de complementar la información sobre las características del flujo vehicular del Periférico Poniente, en 1968 se establecieron tres estaciones de aforo comprendidas entre la Calzada del Desierto y la Av. Observatorio. Estas estaciones estuvieron operando durante una semana desde las 7 hasta las 23 horas.

Para contemplar las características del flujo vehicular en la zona inmediata al Periférico Poniente, se establecieron estaciones de aforo en ocho puntos considerados como representativos de las vías de circulación que forman parte del sistema de arterias primarias.

Con las estaciones de aforo que habían sido establecidas en el Periférico Poniente y que cubrían en forma ininterrumpida por 24 horas, los siete días de una semana, se procedió a calcular los factores de correlación correspondientes, para determinar los volúmenes vehiculares en función del volumen diario promedio semanal.

En la Tabla I.1 aparecen la localización de las estaciones de aforo, los valores del volumen diario promedio semanal y la fecha en que fueron realizados los aforos.

En el Plano I.2 se representan gráficamente, los valores del volumen diario promedio semanal y la distribución del tránsito que se midió durante los años de 1967 y 1968, y en la Gráfica I.1 se da la variación diaria en una semana de 1967 en que se realizaron los aforos;

TABLA I

	LOCALIZACION DE LA ESTACION.	VOLUMEN DIARIO PROM. SEMANAL.	FECHA DE REALIZACION DEL AFORO.
SOBRE EL PERIFERICO PONIENTE.	Calz. Desierto.	45062 +	4 al 10 de Marzo de 1968.
	Barranca del Muerto.	71843 +	26 de Feb. al 3 de Mzo. 1968.
	Giotto.	75731 +	11 al 17 de Marzo de 1968.
	Observatorio.	119381	31 de Mzo. al 6 de Abril 1967.
	Constituyentes.	114389	" "
	Molino del Rey.	116787	" "
	Reforma.	117182	" "
	Palmas.	104286	" "
	Ejército.	97927	" "
Legaria.	84360	" "	
ARTERIAS PRIMARIAS.	Revolución-Empresa.	29671 +	4 al 10 de Marzo de 1968.
	Revolución-11 de Abril.	24324 +	22 al 27 de Enero de 1968.
	Observatorio-C. América.	13186 +	5 al 11 de Febrero de 1968.
	Constituyentes-C. América.	18120 +	15 al 21 de Enero de 1968.
	Viaducto-San Antonio.	22253* +	Miércoles 24 de Enero 1968.
	Viaducto-Revolución.	83182* +	24 al 25 de Julio de 1967.
	Reforma-Campos Elfseos.	42687* +	Martes 23 de Enero de 1968.

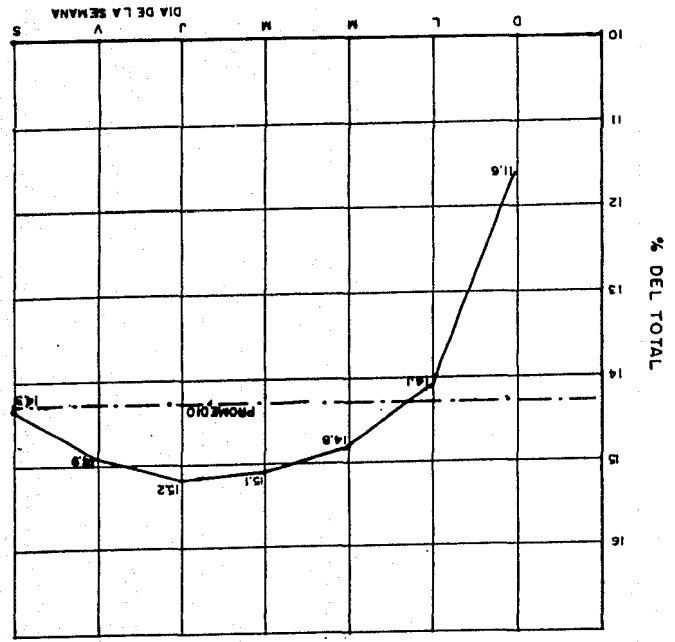
\*Valores correspondientes al tránsito observado durante la fecha que se indica.  
(Expandido a 24 Horas).

+Fuente: ITSA.

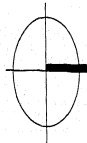




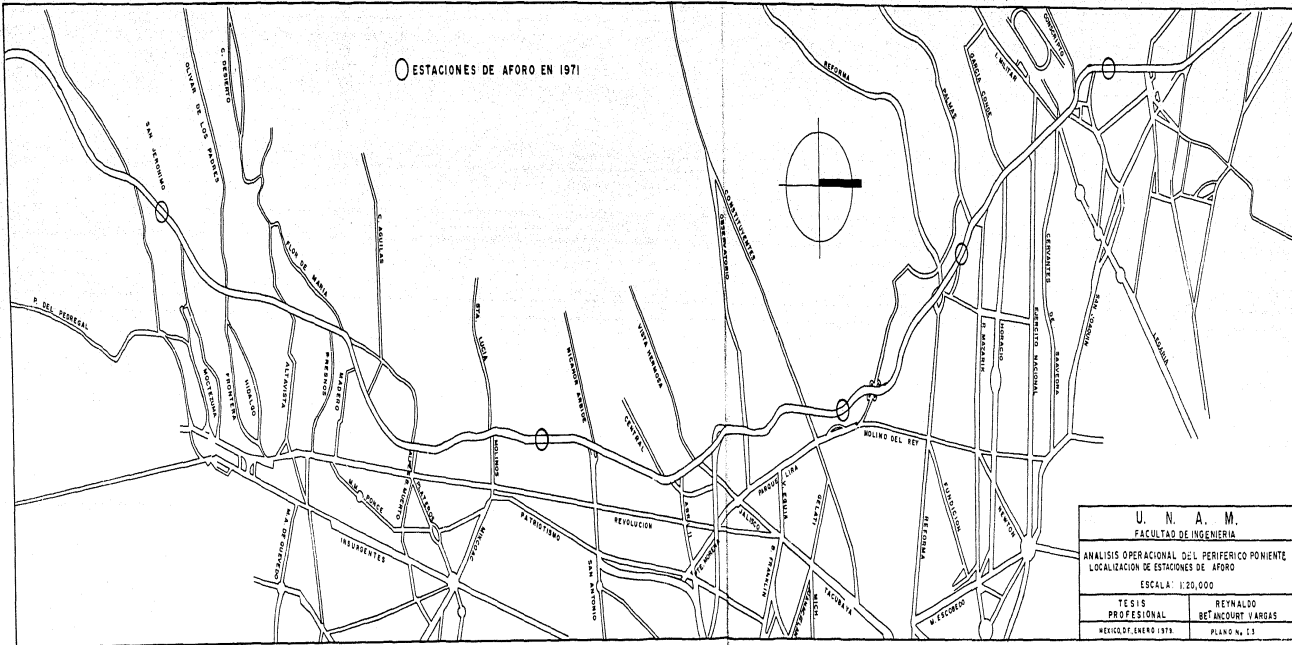
VARIACION DIARIA DEL TRANSITO EN UNA SEMANA DE ABRIL DE 1967  
 GRAFICA I.1



○ ESTACIONES DE AFORO EN 1971



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANALISIS OPERACIONAL DEL PERIFERICO PONIENTE	
LOCALIZACION DE ESTACIONES DE AFORO	
ESCALA: 1:20,000	
TESIS PROFESIONAL	REYNALDO BETANCOURT VARGAS
MEXICO, D.F. ENERO 1974	PLANO No. 13



se observó que, el valor del volumen mínimo se refería al del día domingo y el valor máximo al del día jueves; el promedio semanal coincidió con el volumen observado el día sábado.

El último período corresponde desde el día 25 de enero al día 2 de febrero de 1971. Con objeto de determinar los volúmenes vehiculares que circulan en el Periférico Poniente, se decidió establecer cinco estaciones de aforo, que estuvieron operando durante 24 horas por 7 días consecutivos. En el Plano I.3 se localizan las 5 estaciones de aforo.

De las 5 estaciones se localizaron dos fuera del tramo considerado, con objeto de evaluar el tránsito que entra y sale de la zona de estudio: una localizada al norte en los límites del Distrito Federal, frente al Deportivo Israelita y que se denominó "Cuatro Caminos" y la segunda localizada al sur instalada próxima al paso a desnivel de la Av. San Jerónimo, que se denominó "San Jerónimo". Dentro de la zona del estudio se localizaron las estaciones "Reforma-Palmas", "Constituyentes-Virreyes" y "Mixcoac-San Antonio".

Los volúmenes registrados en las cinco estaciones se refieren a los tres carriles para cada uno de los dos sentidos de circulación. El resultado de la información recopilada, se representó en valores de volúmenes horarios.

Como complemento a los datos de estaciones neumáticas que se instalaron a lo largo del Periférico Poniente, se llevaron a cabo conteos, para determinar el número de vehículos que entran y salen de los diferentes entronques a desnivel, localizados dentro del tramo considerado. Estos conteos se hicieron en distintos días de la semana, tratando de cubrir un período total de 12 horas comprendido de las 7.00 A.M. a la 7.00 P.M. Como estas observaciones no se llevaron a cabo el mismo día, se traslaparon los conteos por un período de dos horas.

Con los volúmenes observados en las cinco estaciones maestras, para los siete días de la semana en 1971, se calcularon los correspondientes a los días para los cuales no se disponía de esa información, se preparó la Gráfica No. I.2, que muestra la variación diaria del tránsito que cir-

cula por el Periférico Poniente a lo largo de una semana. Como se vé, la variación sigue una tendencia muy semejante a la obtenida de las -- observaciones de una semana de 1967.

Analizando ambas gráficas, se aprecia que sigue siendo el sábado el día de máxima concentración vehicular y que el día correspondiente al promedio en la semana de 1971 es el viernes en lugar del sábado de 1967.

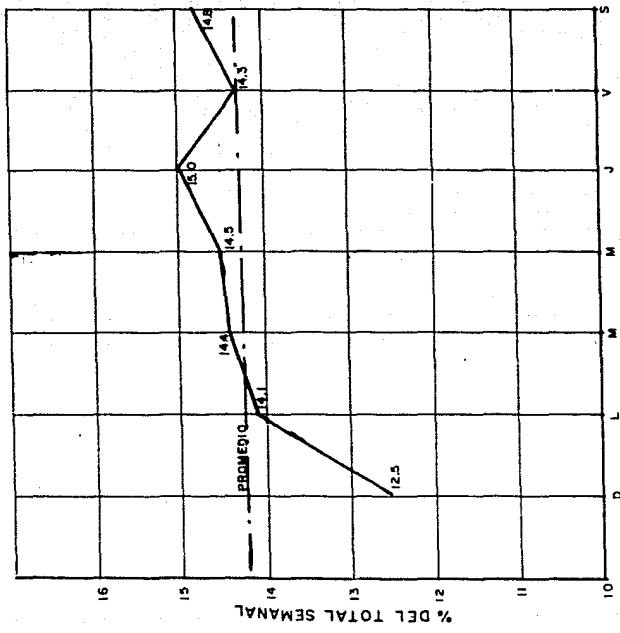
Si se observan las variaciones correspondientes a los días hábiles, se puede afirmar que el comportamiento del tránsito durante esos días es semejante para cualquier época del año.

Se encontró además en ambas gráficas, (I.1 y I.2) que los volúmenes vehiculares diarios de martes a sábado son mayores a los del promedio semanal y únicamente durante el domingo y lunes, los volúmenes -- vehiculares no llegan a ese valor promedio. Por lo tanto es recomendable que para efectos de evaluación, deberán considerarse siempre las condiciones prevalecientes en un día hábil, comprendido entre el martes y el sábado, en virtud de presentarse en esos días, las condiciones operativas más representativas,

Con la información disponible en 1971, se preparó la Tabla I.2 y el plano I.4 representa el volumen diario promedio semanal de las estaciones maestras, en cada uno de los sentidos de circulación y la tabla I.3 indica los valores de los volúmenes horario promedio, para cada día de observación referida a las mismas estaciones maestras.

En la Tabla I.4 se indican los volúmenes horarios en el carril 1 en cada sentido de circulación del Periférico Poniente, observados los días 9 y 10 de febrero de 1971 de las 8.00 A.M. a las 9.00 P.M., y la Tabla I.5 indica los volúmenes horarios en las calles laterales de servicio al Periférico Poniente, observados los días 9 y 10 de febrero de 1971 de las 8.00 A.M. a las 9.00 P.M.

La variación horaria se analizó para cada una de las cinco estaciones de aforo en ambos sentidos de circulación, con estos datos se prepararon las Gráficas I.3 a I.12.



VARIACION DIARIA DEL TRANSITO EN UNA SEMANA DE ENERO DE 1971

GRAFICA I.2

TABLA I.2VOLUMENES DIARIO PROMEDIO SEMANAL.

ESTACION:	SENTIDO	VOLUMEN DIARIO PROME DIO SEMANAL.	FECHA DE REALIZACION DEL AFORO	AMBOS SENTIDOS
CUATRO CAMINOS	SUR	50944	25 AL 31 DE ENERO '71	103164
	NORTE	52220 *	SABADO 30 DE ENERO '71	
REFORMA-PALMAS	SUR	75522	25 AL 31 DE ENERO '71	139832
	NORTE	64310 *	SABADO 30 DE ENERO '71	
CONSTITUYENTES -VIRREYES	SUR	66641	27 ENE. AL 2 DE FEB.	149831
	NORTE	83190 *	SABADO 30 ENERO '71	
MXCOAC- SAN ANTONIO	SUR	46321	30 ENE. AL 5 DE FEB.	95401
	NORTE	49080 +	26 ENE. AL 1 DE FEB.	
SAN JERONIMO	SUR	10803	25 AL 31 DE ENERO '71	20718
	NORTE	9915	25 AL 31 DE ENERO '71	

FUENTE: SAHOP.

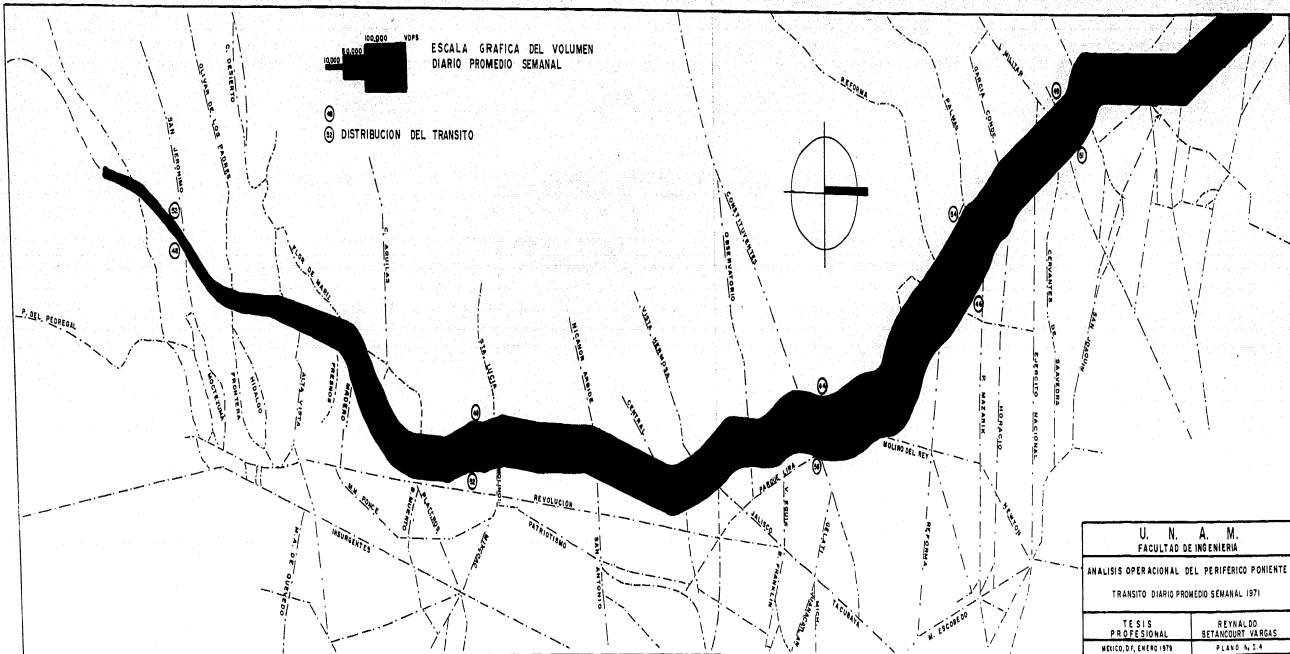
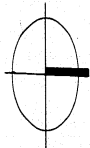
\* POR CARECER DE INFORMACION SE FIJO EL VOLUMEN CORRESPONDIENTE AL DIA SABADO.

+ EL DATO ES APROXIMADO POR CARECER DE DATOS COMPLETOS.

ESCALA GRAFICA DEL VOLUMEN  
 DIARIO PROMEDIO SEMANAL



④ DISTRIBUCION DEL TRANSITO



U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS OPERACIONAL DEL PERIFERICO PONIENTE  
 TRANSITO DIARIO PROMEDIO SEMANAL 1971

TECIS PROFESIONAL	REYNALDO BETANCOURT VARGAS
MEXICO, D.F., ENERO 1971	PLANO N. 2.4



TABLA 1.3

VOLUMENES HORARIO PROMEDIO DIARIO OBSERVADOS EN EL ANILLO PERIFERICO

FECHA	DIA	ESTACION CUATRO CAMINOS		ESTACION REFORMA - PALMAS		ESTACION CONSTYS - VIRREYES		ESTACION SAN JERONIMO		ESTACION MIXCOAC - S. ANTON	
		SENTIDO NORTE	SENTIDO SUR	SENTIDO NORTE	SENTIDO SUR	SENTIDO NORTE	SENTIDO SUR	SENTIDO NORTE	SENTIDO SUR	SENTIDO NORTE	SENTIDO SUR
23-I-71	SABADO	1912*	2123	2288*	2743*	+	2372*	378*	552*	1164*	1877
24-I-71	DOMINGO	1629	1786	1829	2402	+	+	344*	471*	+	1506
25-I-71	LUNES	1999	2231	2311	3246	+	+	349	362	+	1780
26-I-71	MARTES	1450*	2256	2194	3311	+	2729	359	374	2302	458*
27-I-71	MIERCOLES	+	2218	+	3296	+	2980	360	396	2238	72*
28-I-71	JUEVES	2210	2201	2356	3294	+	2815	439	412	2276*	1731*
29-I-71	VIERNES	3095*	2235	2736	3119	3392*	3868	434	444	2280	2005*
30-I-71	SABADO	2175	2087	+	3200	3466	2820	437	517	2254	1976
31-I-71	DOMINGO	1808	1630	2671*	2562	3242	2471	660	643	1851	1643
1-II-71	LUNES	1914	2082	4591*	3210	2669	2766	480	434	1967	1995
2-II-71	MARTES	+	2147	+	3203	3227*	2714	454	458	+	2039
3-II-71	MIERCOLES	+	2283	+	3290	+	2834	522	466	+	2080
4-II-71	JUEVES	+	2305	+	3237	+	2834	771	760	+	2228
5-II-71	VIERNES	+	1785	+	2532	+	2343	519	575	+	1804
6-II-71	SABADO	+	1029*	+	1448*	+	1125*	206*	251*	+	127*

+ No se dispone de la suficiente información para calcular el horario promedio diario.

\* El promedio no corresponde al total de horas del día, se promediaron solo los datos disponibles.

TABLA 1.4

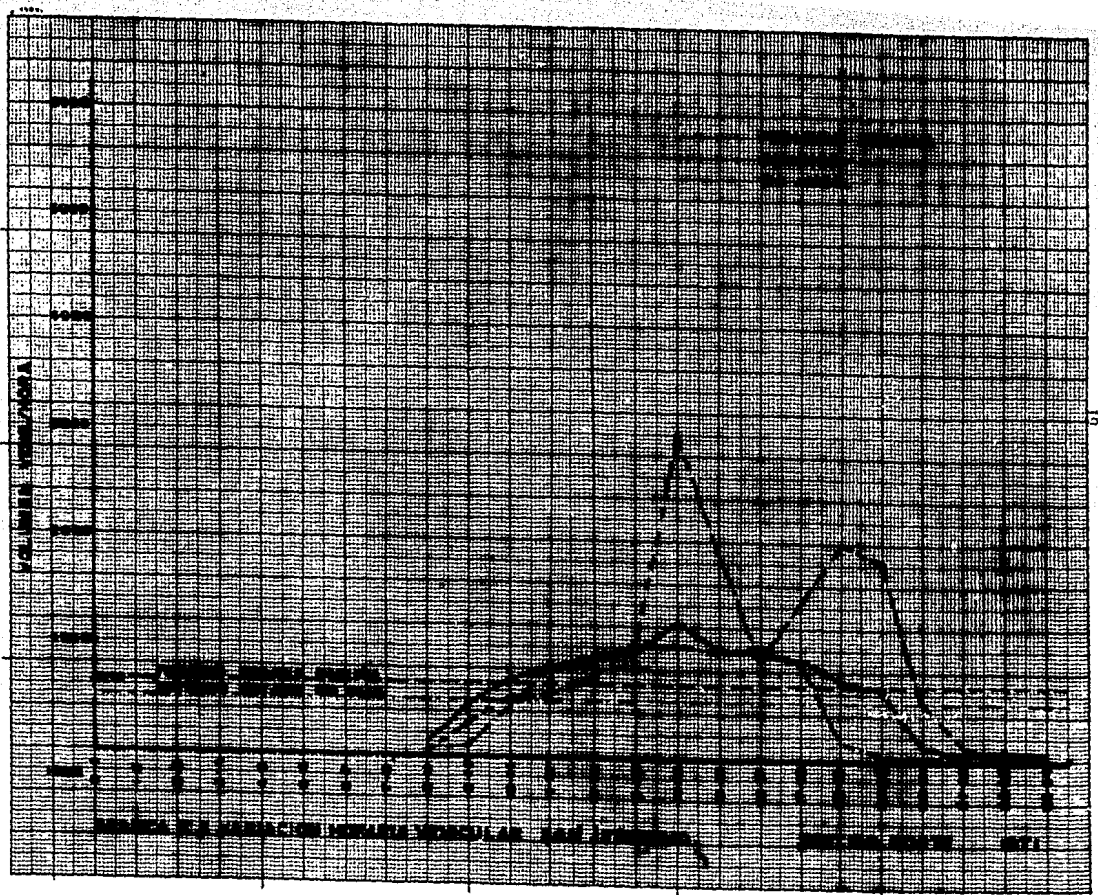
VOLUMENES HORARIOS EN EL CARRIL I DEL PERIFERICO PONIENTE OBSERVADOS LOS DIAS 9 Y 10 DE FEBRERO DE 1971 DE LAS 8:00 A.M. A LAS 9:00 P.M.

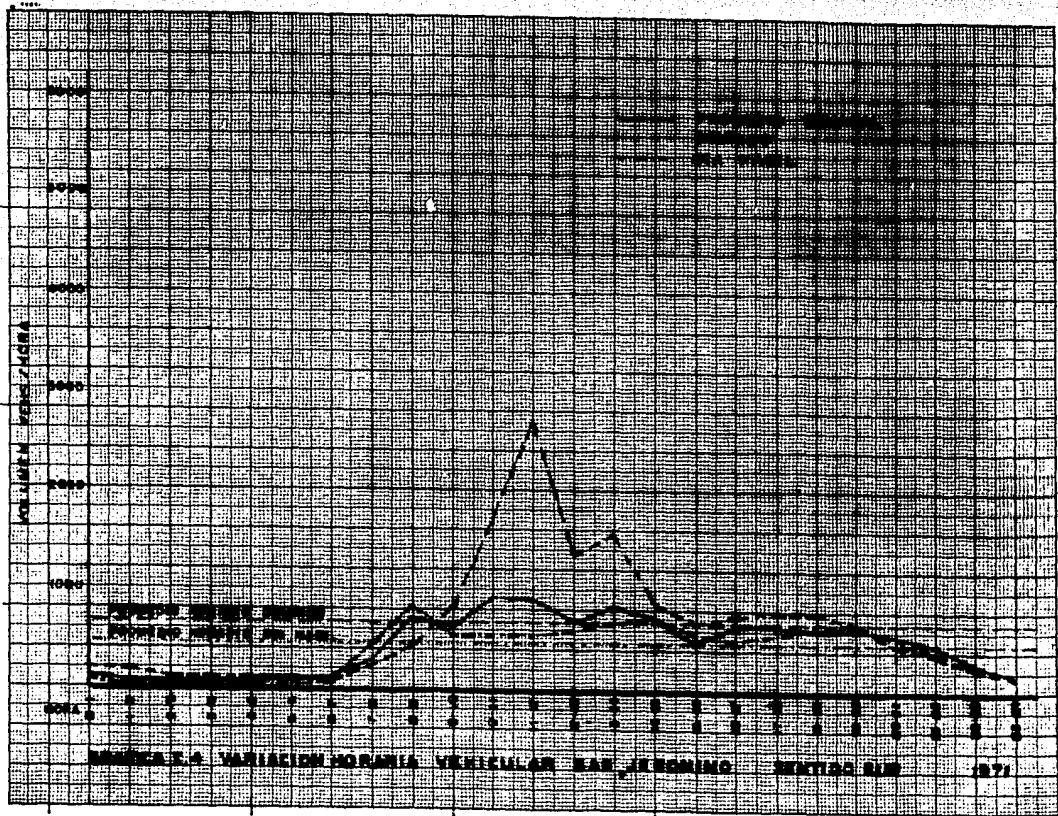
EJERCITO NACIONAL		PALMAS		CONSTITUYENTES		SAN ANTONIO		BARRANCA DEL MUERTO		LAS FLORES		SAN JERONIMO		HORA
NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	
1368	992	1537	1221	1311	1059	936	404	942	945	374	468	1014 *	957 *	8-9
861	1541	868	760	980	752	414	300	1311	708	308	361	968 *	888*	9-10
862	1089	747	772	990	794	437	419	738	716	438	325	929 *	697*	10-11
913	787	777	784	1009	803	471	529	825	794	475	404	834 *	788*	11-12
887	1148	875	739	973	812	686	455	755	820	419	533	912 *	597*	12-13
984	863	963	882	1159	789	630	511	960	577	445	392	946*	714*	13-14
1053	653	1229	878	1003	1227	373	488	917	1118	420	535	165	540	14-15
1154	689	968	819	1097	893	545	487	710	888	478	503	168	388	15-16
1320	876	955	943	1190	1229	573	581	830	972	457	419	160	379	16-17
1045	859	834	1061	1071	1217	455	633	811	974	438	308	130	436	17-19
1499	733	873	979	975	1399	477	458	662	943	503	334	117	333	18-19
1259	509	954	622	878	993	362	399	722	853	344	339	70	261	19-20
1785	451	1027	413	681	697	263	212	589	883	227	640	47	169	20-21

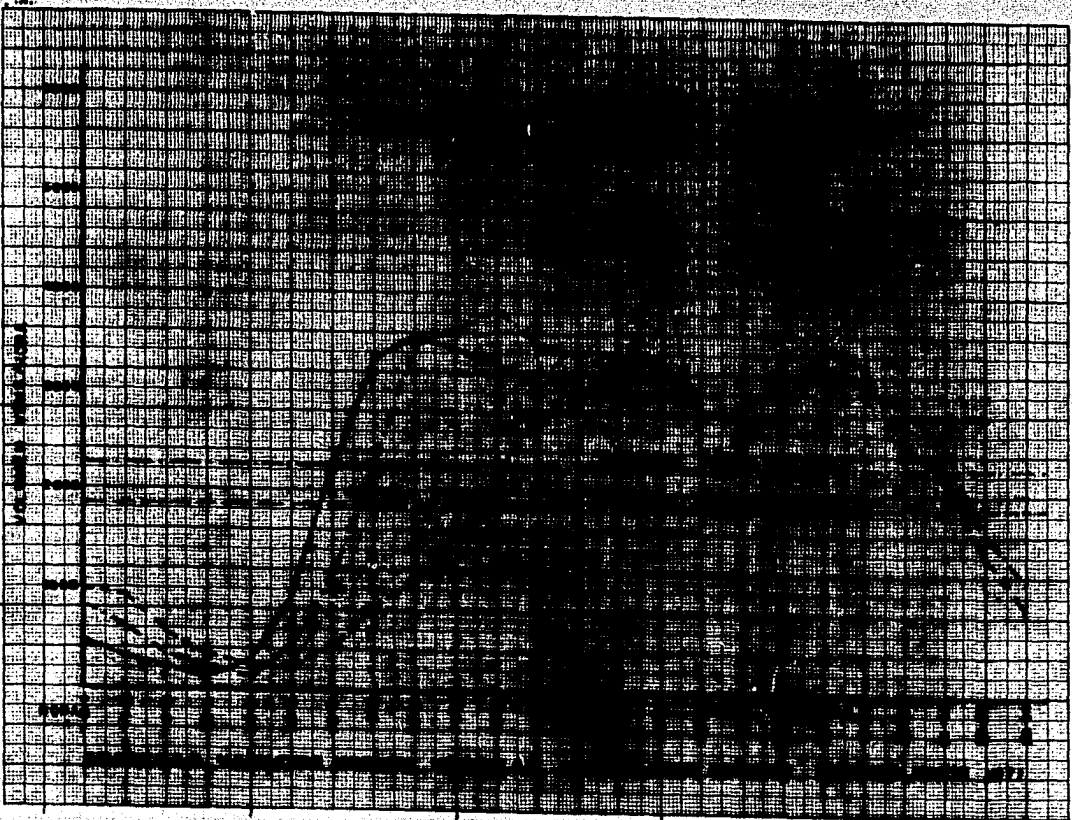
TABLA I.5

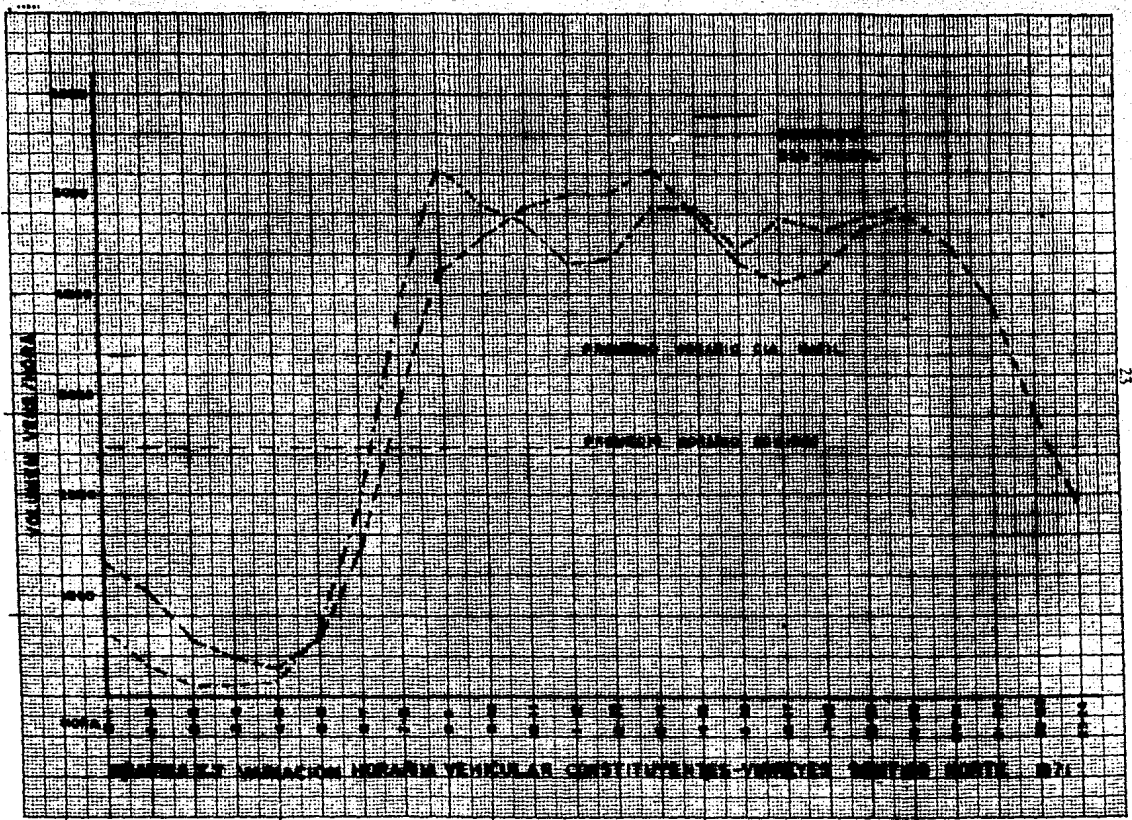
VOLUMENES HORARIOS EN LAS CALLES LATERALES DE SERVICIO DEL PERIFERICO PONIENTE  
OBSERVADOS LOS DIAS 9 Y 10 DE FEBRERO DE 1971 DE LAS 8:00 A. M. A LAS 9:00 P. M.

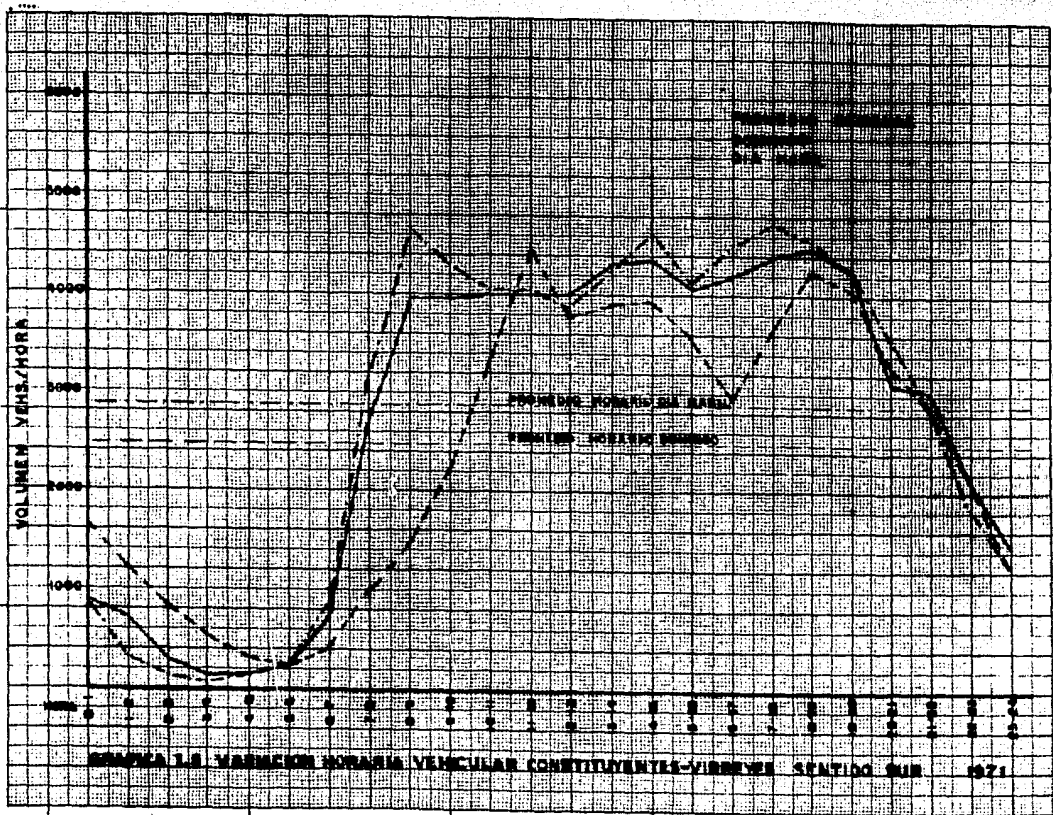
EJERCITO NACIONAL		BARRANCA DEL MUERTO		LAS FLORES		SAN ANTONIO		HORA
NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	NORTE	SUR	
901	1345	231	232	179	213			8-9
753	1326	186	216	122	163			9-10
819	1477	176	208	185	156			10-11
882	975	141	238	142	135			11-12
863	1422	174	210	144	152			12-13
1338	1337	171	282	243	205			13-14
1098	952	183	261	165	188	351		14-15
1009	976	210	210	188	194	411		15-16
948	1326	193	220	223	199	468		16-17
1074	1157	190	217	221	200	532		17-18
1493	1049	178	211	228	159	649		18-19
1249	815	131	163	252	153	463		19-20
1819	548	148	156	209	158			20-21





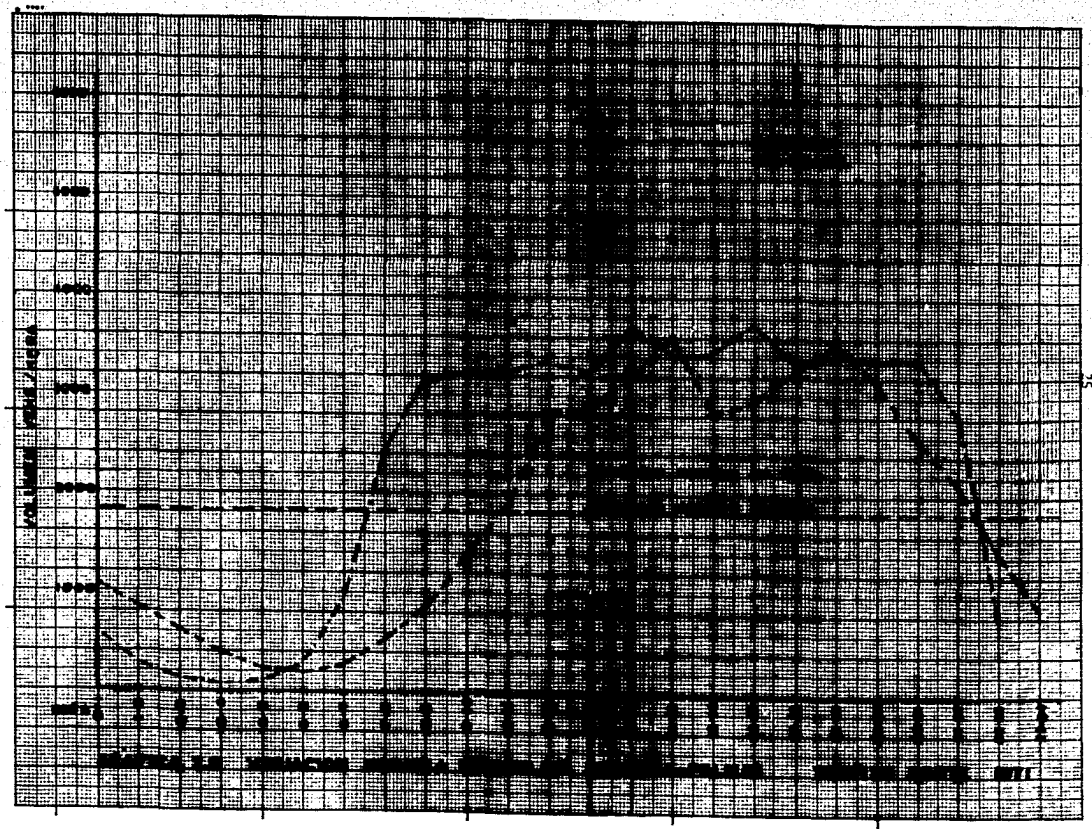


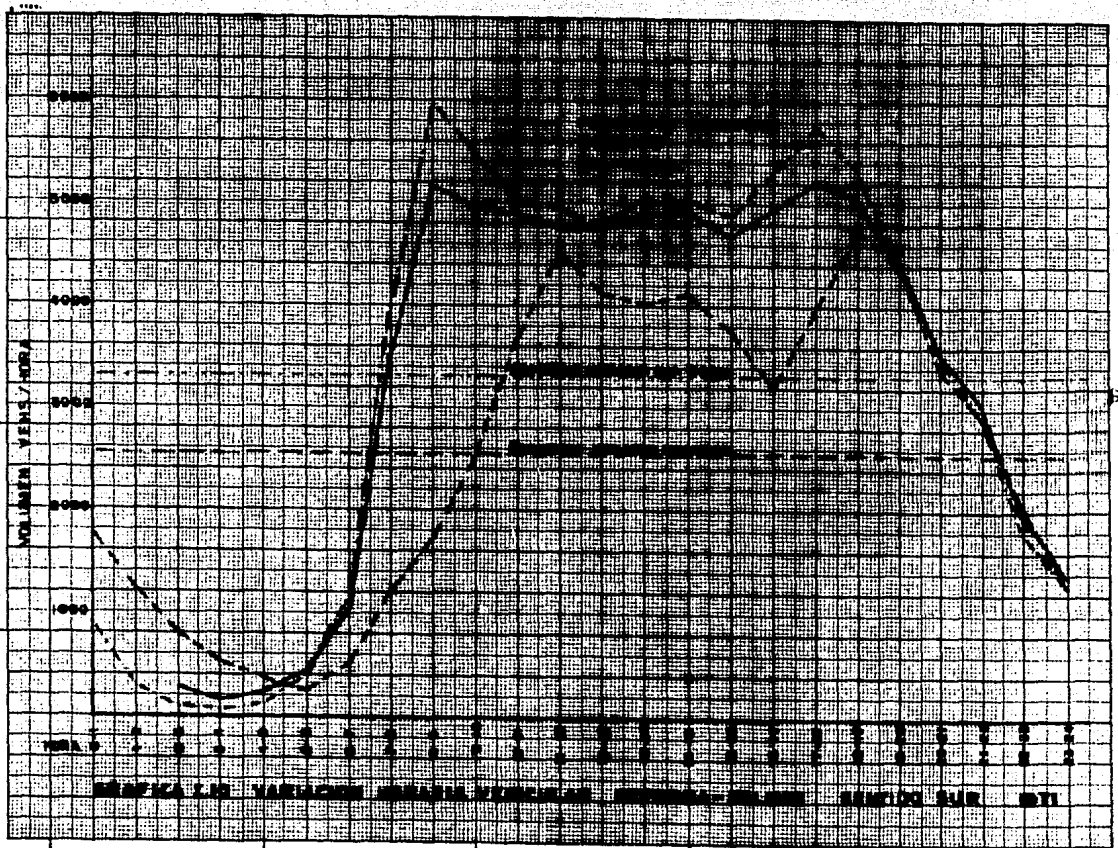




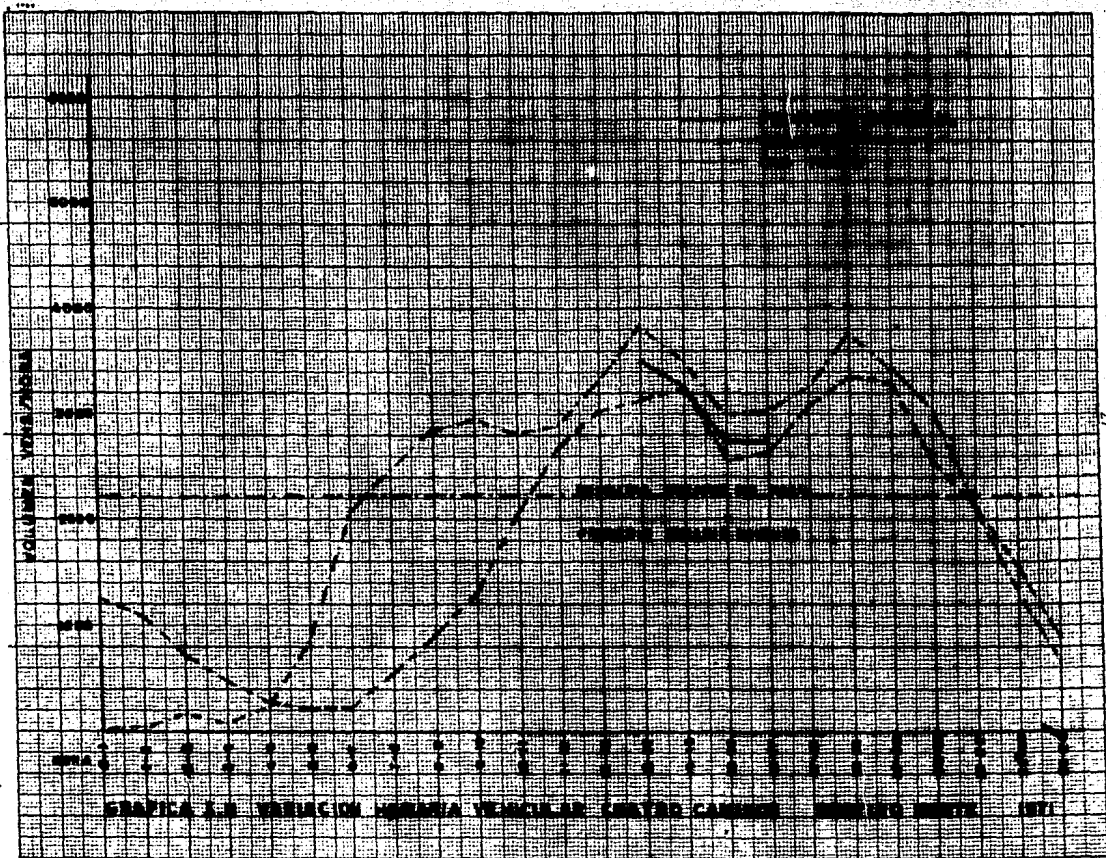
GRÁFICA 1.18. VARIACION HORARIA VEHICULAR CONSTITUYENTES-VIRREYES SENTIDO SUR 1971



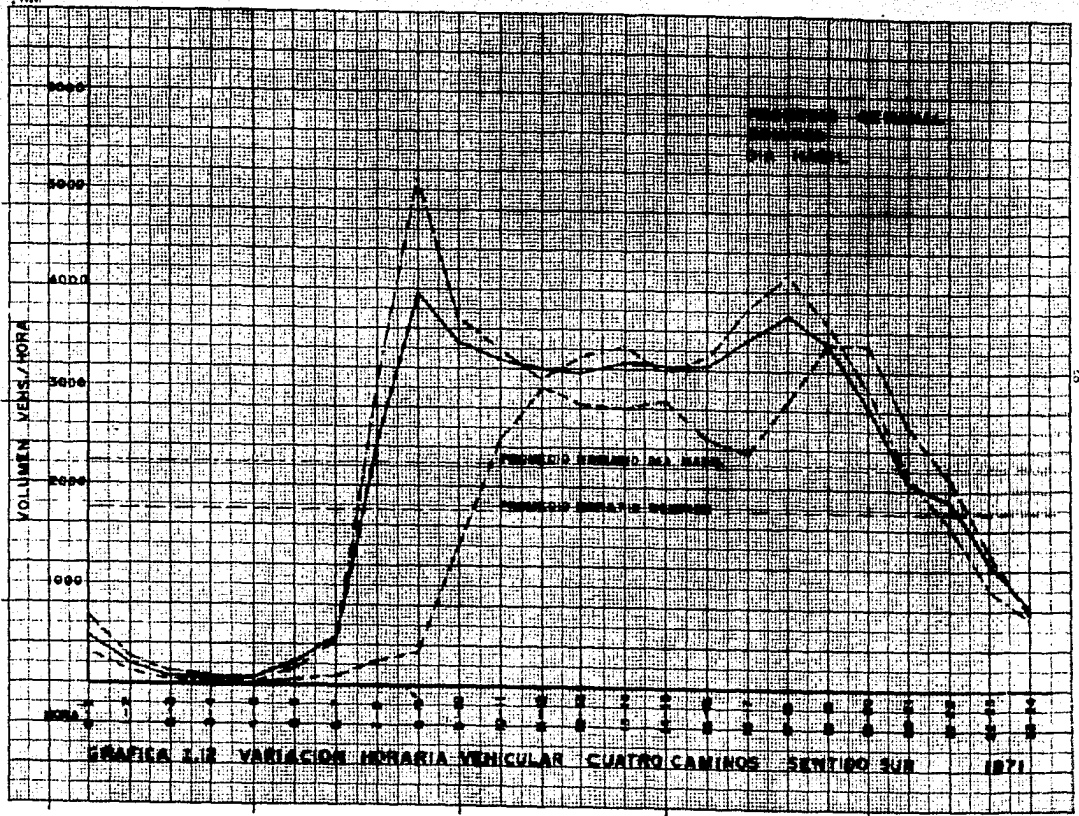




GRÁFICA DE LAS VARIACIONES HORARIAS DE TRÁFICO EN EL TUNEL DE SAN CARLOS DE LOS RÍOS



GRÁFICA DE VARIACION MENSUAL TEMPERATURA Y PRECIPITACION EN EL VALLE CENTRAL COSTA RICA



Se puede considerar que la corriente circulatoria está definida - por los resultados de las observaciones realizadas en la estación "San Jerónimo", para el tránsito que circula al sur de ella sobre esa vía - (Segmento No. 1); en la estación "Mixcoac-San Antonio" para el tránsito que circula entre Barranca del Muerto y el entronque al Viaducto Miguel Alemán (segmento No. 2); por las estaciones "Constituyentes-Virreyes" y "Reforma-Palmas" para el tránsito que circula entre el viaducto "Miguel Alemán" y la Avenida Ejército Nacional (Segmento No. 3) y finalmente la estación "Cuatro Caminos" para el tránsito que circula al norte de la Avenida del Conscripto (Tramo No. 4).

#### De la clasificación vehicular.

Para determinar la naturaleza de la corriente vehicular, se clasificarán los vehículos que integran el flujo que circula por la autopista y por las calles laterales de esta vía.

La clasificación que se adoptará será la siguiente:

- A.- Automóviles.- En la que incluyen los vehículos de pasajeros y todos aquellos que tengan dos ejes y cuatro ruedas (pick ups, panels, etc.).
- B.- Autobuses.- En esta categoría se agrupan todos los vehículos-destinados al transporte masivo de pasajeros, cualquiera que sea su tamaño, tipo o servicio que desempeñan y que normalmente tienen dos ejes con seis ruedas.
- C.- Camiones.- En esta categoría se incluyen todo tipo de vehículos destinado al transporte de mercancías, productos o materiales con dos o más ejes y de seis o más ruedas.

#### De la distribución vehicular

Simultáneamente a la medición de volúmenes, fué observada la forma en que se distribuía el tránsito para cada uno de los sentidos de circulación y para la distribución por carril en cada sentido de circulación en el Periférico Poniente durante el año de 1967.

Esta distribución se calculó como un porcentaje del total vehicular, con base a las observaciones de un día representativo. Los valores que se obtuvieron aparecen en la Tabla I.6 y en el Plano I.2. En primer lugar aparece la distribución por sentido de circulación y segundo término la distribución para cada sentido de circulación por cada uno de los carriles del Periférico Poniente.

En las estaciones de aforo que estuvieron establecidas en las arterias primarias de la zona próximas al Periférico Poniente, se determinaron únicamente las distribuciones del tránsito por sentido de circulación, en el año de 1968 excepto la estación Viaducto-Revolución, en la cual se determinó la distribución el 25 de julio de 1967.

Es muy significativo apreciar que predomina la distribución de la corriente de tránsito en la dirección Norte, lo que era de esperarse, dado que la zona que genera el mayor tránsito, está precisamente al Oriente de esta vía de circulación. El mismo fenómeno de distribución ocurre en las arterias que corren paralelas al Periférico Poniente.

Las arterias que corren de Oriente a Poniente presentan una mayor distribución en el tránsito que se dirige al Oriente, con respecto al tránsito que se dirige al Poniente, lo cual se explica con la misma razón aludida en el párrafo anterior.

Con respecto a la distribución del tránsito en 1971, no fué posible determinarla en cada uno de los carriles de circulación, en virtud de que el procedimiento que se utilizó para determinar los volúmenes vehiculares, fué el de la medición de volúmenes por medio de aparatos neumáticos.

La distribución por carril y sentido de circulación para cada una de las estaciones en 1971, aparecen en la Tabla I.6 Bis y también en el Plano I.4 se indican las mismas distribución; los datos están referidos a las lecturas de 1967 y 1968.

La distribución de la estación "San Jerónimo", es muy semejante a la encontrada en la estación "Barranca del Muerto" en 1968 y las estaciones "San Antonio" y "Cuatro Caminos" presentan las mismas características.

TABLA I.6

## DISTRIBUCION DEL TRANSITO

	ESTACION LOCALIZADA EN:	DIRECCION	%	% POR CARRIL		
				70	60	40
SOBRE EL PERIFERICO PONIENTE.	CAIZADA DEL DESIERTO.	NORTE	54	---	---	---
		SUR	46	---	---	---
	BARRANCA DEL MUERTO	NORTE	49	58	28	14
		SUR	51	54	30	16
	GIOTTO.	NORTE	52	50	31	19
		SUR	48	55	28	17
	OBSERVATORIO.	NORTE	51	51+	39+	10+
		SUR	49	45+	42+	13+
	CONSTITUYENTES.	NORTE	51	54+	33+	13+
		SUR	49	54+	33+	13+
	VIRREYES.	NORTE	53	43+	28+	29+
		SUR	47	53+	29+	18+
	REFORMA.	NORTE	53	---	---	---
		SUR	47	---	---	---
PALMAS.	NORTE	51	48+	37+	15+	
	SUR	49	48	36	16+	
EJERCITO NACIONAL	NORTE	51	46+	33+	21+	
	SUR	49	53+	32+	15+	
LEGARIA	NORTE	51	---	---	---	
	SUR	49	---	---	---	
ARTERIAS PRIMARIAS.	REVOLUCION Y EMPRESA	NORTE	53	---	---	---
		SUR	47	---	---	---
	REVOLUCION Y 11 DE ABRIL	NORTE	50	---	---	---
		SUR	50	---	---	---
	OBSERVATORIO Y C. AMERICA.	ORIENTE	59	---	---	---
		PONIENTE	41	---	---	---
	CONSTITUYENTES Y C. AMERICA.	ORIENTE	52	---	---	---
		PONIENTE	48	---	---	---
	OBSERVATORIO Y PARQUE LIRA.	ORIENTE	35	---	---	---
		PONIENTE	65	---	---	---
VIADUCTO Y SAN ANTONIO.	ORIENTE	52	---	---	---	
	PONIENTE	48	---	---	---	
VIADUCTO Y REVOLUCION.	ORIENTE	53	---	---	---	
	PONIENTE	47	---	---	---	
REFORMA Y CAMPOS ELISEOS.	ORIENTE	52	---	---	---	
	PONIENTE	48	---	---	---	

+ CALCULADOS DE LOS VOLUMENES DEL 5 DE ABRIL DE 1967.

T A B L A 1.6-B.DISTRIBUCION DEL TRANSITO

ESTACION LOCALIZADA EN:	SENTIDO	%	% POR CARRIL *		
			70	60	40
PERIFERICO Y SAN JERONIMO	NORTE	48	58	28	14
	SUR	52	54	30	16
PERIFERICO Y SAN ANTONIO	NORTE	52	50	31	19
	SUR	48	55	28	17
PERIFERICO Y CONSTITUYENTES	NORTE	56	54	33	13
	SUR	44	54	33	13
PERIFERICO Y PALMAS	NORTE	46	48	37	15
	SUR	54	48	36	16
PERIFERICO Y CUATRO CAMINOS	NORTE	51	46	33	21
	SUR	49	53	32	15

\* REFERIDA A OBSERVACIONES DE 1967 Y 1968.



terísticas en cuanto a distribución que las de "Giotto" y "Legaria" correspondientes a los años de 1967-1968.

La estación "Constituyentes", sigue el mismo patrón de 1967 en cuanto a tránsito preferencial hacia el Norte, aún cuando ahora los porcentajes han variado de 51/49 en 1967 a 56/44 en 1968.

Por otra parte, la estación ubicada en "Reforma y Palmas", indica un tránsito preferencial en el sentido Sur, que no concuerda con el calculado en 1967.

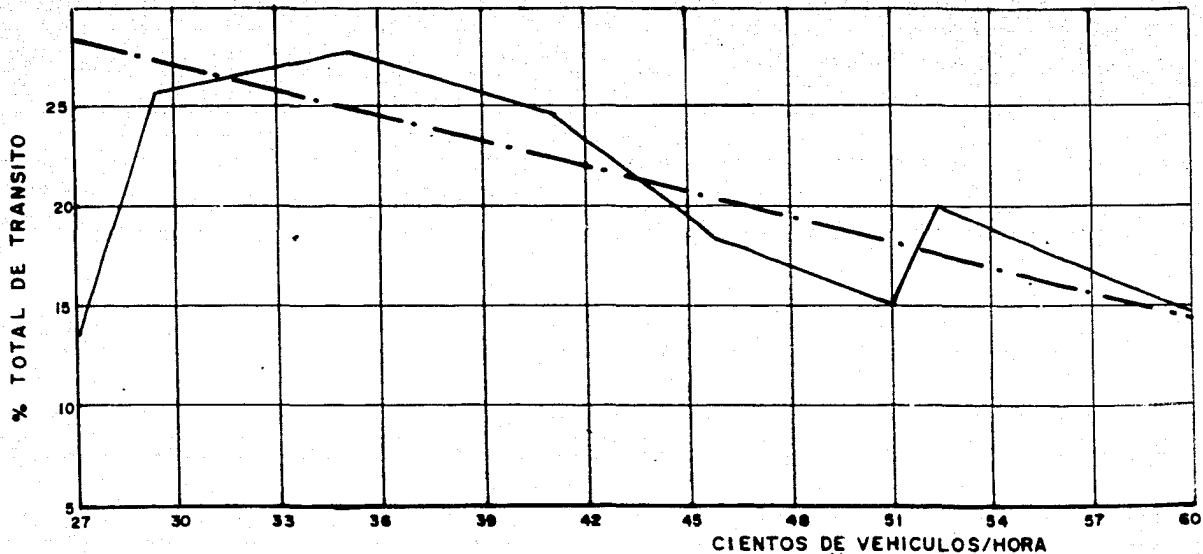
En general a lo largo de todo el tramo del estudio, se encuentra que el tránsito está balanceado en uno y otro sentido coincidiendo en algunos casos con las horas en las cuales la demanda es máxima, por lo que deberá analizarse independientemente cada uno de los sentidos de circulación. La solución que resulte de ese análisis, será simétrica para ambos sentidos de circulación, dadas las características del tránsito.

Como se indicó anteriormente, no fué posible determinar la distribución en cada uno de los carriles de circulación, en razón del método que se empleó para efectuar las observaciones en las estaciones maestras, por lo tanto, se supuso una distribución semejante a la observada en los años 1967 y 1968.

En todo caso vale la pena recordar que, de acuerdo con las observaciones realizadas en distintas autopistas urbanas de tres carriles de circulación, la distribución correspondiente a la del carril 1, va disminuyendo a medida que aumentan los volúmenes detallados en ese sentido de circulación. La Gráfica I.13 representa la familia de puntos de un muestreo, que se llevó a cabo durante el mes de febrero de 1971 en el Periférico Poniente, para ambos sentidos de circulación y demuestra lo antes dicho.

#### De la composición vehicular

En algunas estaciones de aforo, fué posible determinar la composición vehicular de la corriente circulatoria en uno y otro sentido -



VOLUMEN DEL TRANSITO EN UNA DIRECCION  
EN LOS TRES CARRILES DE CIRCULACION

GRAFICA I.13 DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN EL CARRIL I

de circulación. En la Tabla I.7 se indica la composición vehicular -- referida a porcentajes del total de vehículos que circulan por cada -- sentido de circulación y en la Tabla I.8 se observa la composición vehicular en el carril 1, es decir para el carril de baja velocidad. -- Los valores que aparecen en ambas Tablas, están referidas a un día representativo o bien el miércoles 5 de abril de 1967.

Los cálculos de la composición vehicular se hicieron sobre la base del diario promedio y de volumen durante la hora de máxima demanda.

En la Tabla I.7 se observa que el porcentaje de vehículos comerciales, que forman los grupos B y C, resultó bastante alto principalmente en el sentido Norte, en la que se alcanzan valores del 14.4 y -- 18.6 % por cada período considerado, respectivamente.

En la Tabla I.8 (carril 1), se observa que los valores de los vehículos comerciales, son muy altos, alcanzando los máximos durante el día, en el sentido Norte y a la hora de máxima demanda, en el sentido-Sur con 67.1 y 62% respectivamente.

Con objeto de determinar la composición de la corriente vehicular que circulaba en el Periférico Poniente, en 1971 fueron llevados a cabo estudios de composición en los carriles 1 y en las calles laterales de servicio, por ser estos los únicos en donde se permite la circulación de los tipos A, B y C de vehículos, en siete puntos localizados a lo largo de esta vía. Las estaciones se localizaron a la altura de -- "Ejército Nacional", entre "Palmas y Reforma", entre "Constituyentes y Observatorio", entre "Avenida Central y San Antonio" en "Barranca del Muerto", en "Las Flores" y en "San Jerónimo",

Dichas observaciones fueron llevadas a cabo durante los días 9 y 10 de febrero de 1971, para cada sentido de circulación y por un período de trece horas, desde las 8.00 A.M. hasta las 9.00 P.M.

En la Tabla I.9, se indican los valores observados en por ciento del total que circula en el carril 1 y en las calles laterales de servicio con valores para cada hora y para cada sentido de circulación.

TABLA 1.7

COMPOSICION VEHICULAR EN EL PERIFERICO PONIENTE

DURANTE UN DIA HABIL\*

ESTACION	SENTIDO NORTE						SENTIDO SUR					
	DIARIO PROMEDIO			HORA MAXIMA DEMANDA			DIARIO PROMEDIO			HORA MAXIMA DEMANDA		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
OBSERVATORIO	94.1	0.2	5.7	97.9	0.1	2.0	91.4	0.4	8.2	91.4	0.6	8.0
CONSTITUYENTES	90.0	1.3	8.7	89.0	0.9	10.1	92.3	0.3	7.4	91.6	0.2	8.2
MOLINO DEL REY	85.6	1.8	12.6	81.4	3.2	15.4	93.0	0.4	6.6	95.6	0.1	4.3
REFORMA	86.9	1.2	11.9	92.6	0.5	6.9	92.7	0.7	6.6	95.3	0.3	4.4
PALMAS	90.6	1.2	8.2	92.8	0.8	6.4	91.7	1.3	7.0	92.5	1.2	6.3
EJERCITO NAC.	91.2	1.7	7.1	93.0	1.4	5.6	91.2	1.8	7.0	92.9	1.3	5.8
LEGARIA	92.6	0.6	6.8	94.0	0.4	5.6	92.4	0.6	7.0	94.2	0.3	5.5

\* Miércoles 5 de Abril de 1967.

TABLA I.8

COMPOSICION VEHICULAR EN EL CARRIL 1 DEL PERIFERICO PONIENTE

DURANTE UN DIA HABIL \*

ESTACION	SENTIDO NORTE						SENTIDO SUR					
	DIARIO PROMEDIO			HORA MAXIMA DEMANDA			DIARIO PROMEDIO			HORA MAXIMA DEMANDA		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
OBSERVATORIO	50.1	2.2	47.7	67.1	1.1	31.8	50.9	2.0	47.1	42.6	1.3	56.1
CONSTITUYENTES	32.9	4.2	62.9	39.1	0.5	60.4	41.5	2.4	56.1	38.0	1.7	60.3
MOLINO DEL REY	52.0	4.4	43.6	41.1	8.5	50.4	60.6	2.4	37.0	69.1	0.7	30.2
PALMAS	35.9	8.1	56.0	53.0	5.6	41.4	44.5	7.3	48.2	40.9	7.2	51.9
EJERCITO NAC.	63.9	2.6	33.5	69.9	1.8	28.3	47.6	3.5	48.9	39.0	2.2	58.8

\* Miércoles 5 de Abril de 1967.

TABLA 1.3

COMPOSICION VEHICULAR EN EL CARRIL 1 Y LATERALES DEL PERIFERICO NOROCCIDENTE EN DIA HABIL

HORA	DIRCCION	SAN JERONIMO			LAS FLORES			BARRANCA MUERTO			SAN ANTONIO			OBSERVATORIO			REFORMA			EJERCITO NACIONAL											
		CARRIL 1			LATERAL			CARRIL 1			LATERAL			CARRIL 1			LATERAL			CARRIL 1			LATERAL								
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C						
8-9	NORTE	54	3	38	84	6	10	82	1	8	80	1	17	86	1	13	81	1	17	85	1	9	78	7	15	84	12	4			
	SUR	59	2	33	76	7	22	82	2	16	73	0	22	35	6	59	77	2	21	80	5	15	80	2	18	87	9	4			
9-10	NORTE	66	5	29	79	1	18	85	5	10	81	2	15	51	2	47	68	1	31	73	1	24	70	2	28	81	13	6			
	SUR	67	2	31	91	1	8	79	1	20	74	0	26	44	2	54	67	2	17	66	6	28	44	5	31	79	10	11			
10-11	NORTE	61	2	37	80	3	17	78	2	20	82	5	17	43	2	50	69	0	31	69	3	28	44	6	10	86	9	5			
	SUR	65	1	34	87	2	11	81	1	18	78	1	21	30	2	64	62	1	37	67	4	29	72	1	27	81	10	9			
11-12	NORTE	56	2	42	82	1	15	82	2	16	76	1	23	45	1	52	57	12	31	63	1	34	63	6	11	83	13	4			
	SUR	47	2	51	91	5	14	81	2	17	74	2	24	39	2	60	61	1	38	64	4	32	70	1	29	85	8	7			
12-13	NORTE	50	0	49	74	2	24	82	2	16	76	2	22	26	2	72	62	2	36	69	4	27	69	4	27	85	10	5			
	SUR	69	2	30	96	4	9	79	1	21	75	2	23	37	1	60	59	2	39	62	4	34	60	2	18	84	8	8			
13-14	NORTE	64	7	29	82	4	13	63	7	30	69	3	29	39	4	57	61	1	36	74	23	4	66	6	23	65	6	29			
	SUR	71	3	26	82	8	12	86	1	13	70	3	27	42	1	57	66	1	33	66	4	30	57	11	10	76	11	13			
14-15	NORTE	36	9	55	65	5	10	79	5	16	77	3	20	93	2	15	96	2	12	69	2	30	79	4	17	68	6	26	10	5	
	SUR	86	2	12	71	5	24	83	8	9	83	1	14	79	2	39	75	2	23	66	7	27	69	7	25	86	10	4			
15-16	NORTE	32	2	59	61	4	15	81	5	14	73	2	25	73	1	20	76	1	21	65	2	33	69	4	23	83	10	5			
	SUR	91	2	17	75	4	21	98	1	9	81	0	19	80	1	19	61	4	15	61	10	89	75	5	20	82	12	6			
16-17	NORTE	49	0	51	73	1	26	92	2	6	76	2	22	83	2	15	87	0	13	62	1	30	69	4	87	62	5	33	84	9	7
	SUR	86	1	13	68	2	30	77	4	19	85	2	13	80	2	18	74	1	25	69	5	86	71	2	27	89	8	4			
17-18	NORTE	50	1	49	66	3	31	92	2	6	78	2	20	85	2	13	86	1	13	74	1	25	71	5	84	67	7	26	77	19	4
	SUR	94	2	14	63	3	14	73	4	17	86	1	13	85	1	14	74	1	25	71	4	81	72	2	26	85	8	4			
18-19	NORTE	56	4	40	70	2	19	87	4	9	83	1	16	91	1	6	86	1	13	79	1	20	79	4	14	70	9	21	77	16	7
	SUR	83	0	17	78	1	21	91	1	8	90	1	9	88	2	10	85	0	15	79	4	17	83	1	16	85	9	3			
19-20	NORTE	40	3	57	63	5	13	72	2	16	88	1	11	90	6	4	84	0	16	64	0	16	85	4	11	79	3	18	82	13	5
	SUR	83	0	17	76	0	24	82	0	18	96	1	3	93	2	5	88	1	11	84	4	82	87	1	12	87	12	1			
20-21	NORTE	53	2	45	60	7	13	72	2	13	93	1	6	93	5	2	88	2	10	81	1	8	90	4	6	81	6	13	97	9	4
	SUR	89	0	11	51	0	149	81	1	16	97	0	1	97	0	1	91	1	8	82	6	12	45	0	55	79	21	1			

En la misma Tabla, se aprecia lo errático de la composición y el alto porcentaje de comerciales dentro de la corriente vehicular, que en algunos casos sobrepasan del 50% del total de vehículos que circulan en una hora.

Por separado en la Tabla I.10, se muestra la composición vehicular observada a las horas de máxima demanda, para cada sentido de circulación. Se observó que en el sentido Norte, coincide en todas las estaciones como hora de máxima demanda, la de 8.00 a 9.00 A.M.

En el sentido Sur, la máxima ocurre a diferentes horas pero en la Tabla aparecen los datos correspondientes a ese período. Asimismo, se dan los promedios de las observaciones realizadas durante las trece horas, para cada uno de los sentidos de circulación.

El porcentaje de los vehículos comerciales integrados por autobuses y camiones, que se registraron durante las horas de máxima demanda fueron muy altos, principalmente en el sentido Norte en las estaciones: "Las Flores" con 46%, "Observatorio" con 19% y "Ejército Nacional" con 22%. En el sentido Sur a la hora de máxima demanda, se tiene un alto porcentaje de comerciales y fueron observados en las estaciones: "Las Flores" el 49%, en la de "San Antonio" el 71%, en la "Reforma" el 27% y en la "Ejército Nacional" el 35%. Todos los valores son excesivamente altos, debido a la concentración de vehículos comerciales en ese carril por disposición reglamentaria, circunstancia que desfavorece al nivel de servicio y a la capacidad vial en ese carril.

La composición vehicular ha cambiado en ambos sentidos de circulación, apreciándose en la actualidad un número mayor de automóviles precisamente a la hora de máxima demanda, circunstancia por demás significativa, ya que al existir un menor número de vehículos comerciales, la capacidad se mejora en esa vía.

TABLA 1.10

COMPOSICION VEHICULAR EN EL CARRIL 1, DEL PERIFERICO PONIENTE

ESTACION	SENTIDO	HORA MAXIMA DEMANDA			PROMEDIO TOTAL *		
		A	B	C	A	B	C
SAN JERONIMO	NORTE	84	5	11	63	4	33
	SUR	86	2	12	81	5	14
LAS FLORES	NORTE	54	8	38	63	4	33
	SUR	51	0	49	67	2	31
BARRANCA DEL MUERTO	NORTE	89	3	8	82	2	16
	SUR	83	3	14	86	1	13
SAN ANTONIO	NORTE	86	1	13	43	2	45
	SUR	29	4	67	44	3	53
OBSERVATORIO	NORTE	81	2	17	72	2	26
	SUR	85	0	15	74	2	24
REFORMA	NORTE	88	3	9	76	5	19
	SUR	73	4	23	70	6	24
EJERCITO NACIONAL	NORTE	78	7	15	69	6	25
	SUR	65	1	34	70	3	27

\* PROMEDIO TOTAL EN EL PERIODO ESTUDIADO DE 8:00 A. M. A 9:00 P. M.



## CAPITULO II

## FACTORES DE CORRESPONDENCIA

Con objeto de identificar la tendencia de las diferentes características del tránsito, deben establecerse factores de correspondencia calculados en función de los datos estadísticos disponibles y su variación en el tiempo.

Habiendo realizado el análisis estadístico de la información, con esos factores de correspondencia se puede estimar el comportamiento futuro de la corriente vehicular.

Para el tramo del Periférico Poniente que se estudia, se dispone de información correspondiente a las características del tránsito pre-valetientes para el sector Norte en el año de 1967, para el sector Sur en el año de 1968 y se complementaron ambas con las observaciones de 1971. Con esta información se determinaron las variaciones horarias y diarias y la composición del tránsito vehicular.

Por sí misma esa información no es suficiente. Debe recurrirse a otras fuentes de información que permitan definir con mayor exactitud la tendencia al desarrollo de esa corriente vehicular observada en esa vía.

El tránsito vehicular en una vía se ve influenciado en su crecimiento por distintos factores:

En primer lugar la tendencia normal de aumento de vehículos registrados y de la necesidad de multiplicar los viajes por parte de los usuarios.

Por otra parte las características operacionales del sistema vial, pueden influir en un cambio en las tendencias de crecimiento aumentando o disminuyendo la corriente vehicular por esa determinada vía. La existencia de nuevas vías o la saturación de las existentes, producirá cambios en el resto del sistema vial.

En tercer lugar, las modificaciones internas tales como la aparición de nuevos centros urbanos generadores de movimientos dentro de la

zona de influencia de la vía o el cambio de uso de la tierra de esa misma zona, repercutirán en la estructuración de las características de la tendencia al desarrollo vehicular en esa vía.

Al no disponer de un estudio integral de transportación y de un plan regulador del área metropolitana que permita estimar en detalle el posible desarrollo urbano del Distrito Federal y de Municipios del Estado de México circunvecinos, para efectos del cálculo de factores de correspondencia despreciaremos los dos últimos conceptos y se utilizarán únicamente el que resulta de analizar al crecimiento normal del tránsito, relacionado al que se ha presentado en la Ciudad de México.

La tendencia del crecimiento del tránsito en la Ciudad de México, se determinará interrelacionando los parámetros que integran la naturaleza del mismo:

"Población", "Vehículos" y "Caracterización de Viajes" .

Se dispone de datos estadísticos que caracterizan la variación de población y registro de vehículos y con estos elementos se calcularán los demás factores que intervienen para definir la naturaleza del tránsito.

Este conocimiento de la tendencia que sigue el tránsito, permitirá extrapolar y estimar su comportamiento para el futuro, que se fijará en especial a 5, 10 y 15 años.

#### II.1.- Población.

En el último censo de 1970, en la ciudad de México se registraron 6'874,165 habitantes. Esta megalópolis se encuentra además afectada por la población de la zona de influencia del Estado de México que es aledaña al Distrito Federal, que incluyen los Municipios de Naucalpan, Tlalnepantla, Ecatepec y Netzahualcoyotl, por lo que la población alcanza a 8'420,128 habitantes.

La población del Distrito Federal se ha incrementado notablemente a partir del año de 1900, sin embargo es durante la década de los 40s,

cuando el crecimiento se hace más considerable. Con los datos que -- proporcionó la Dirección General de Estadística, se preparó la Tabla II.1 de Población en el Distrito Federal y se calcularon las tasas -- anuales de crecimiento, con las que se preparó la Gráfica No. II.1.

En esta gráfica se ve como durante la década de los 40s, la tasa anual de crecimiento alcanza el valor máximo de 7.36%.

La tasa de crecimiento anual promedio calculada en los 70s, es -- de 44.5% por decena, lo que permite estimar una población del orden -- de 10'000,000 para el año de 1980, incluyendo la que reside en las zo nas vecinas que forman parte de la zona metropolitana y que pertene-- cen al Estado de México.

## II.2.- Vehículos

En la Tabla II.2 se observa el registro de vehículos-motor. El -- crecimiento de vehículos-motor ha sido igualmente extraordinario que -- el de la población. Habrá que sumar a estas cifras la gran cantidad -- de vehículos-motor registrados en la zona de influencia aledaña al -- Distrito Federal, en la que se incluyen los Municipios del Estado de -- México mencionados anteriormente, en los que se registraron en el año -- de 1968 más de 50,000 unidades, cifra que indudablemente se ha incre-- mentado a partir de entonces.

Es importante destacar que del total de vehículos registrados en -- el país, el 33% promedio se encuentra concentrado en el Distrito Fede -- ral.

A efecto de conocer la relación que existe entre el número de -- vehículos y de habitantes en el Distrito Federal, se calcularon los -- valores correspondientes de acuerdo con los datos de que se dispone. -- Con esta información se preparó la Tabla II.3, en la cual aparece re -- ferida la tenencia de vehículos-motor de los usuarios, que en cierta -- forma es un reflejo de las mejoras socio-económicas de la población.

De 27 vehículos que había para cada 1,000 habitantes en 1940, 35 -- años después el número se ha quintuplicado o bien para 1975 se dispo --

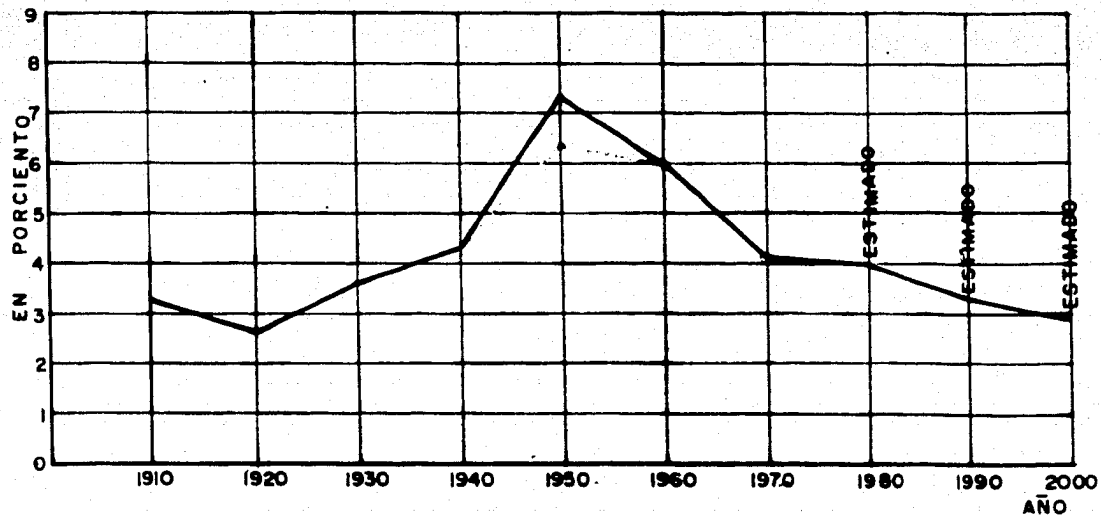
## T A B L A II.1

POBLACION EN EL DISTRITO FEDERAL.

AÑO	POBLACION		FACTOR DE INCREMENTO DECENAL.
1900	541,516	(censo)	
1910	720,753	"	1.330991
1921	906,063	"	1.257106
1930	1,229,576	"	1.357054
1940	1,757,530	"	1.429379
1950	3,050,442	"	1.735641
1960	4,870,876	"	1.596777
1970	6,874,165	"	1.411279
1971	7,179,848	Estimado.	
1972	7,430,710	"	
1973	7,686,542	"	
1974	7,947,343	"	
1975	8,213,113	"	
1976	8,483,852	"	
1977	8,759,560	"	
1978	9,042,238	"	
1979	9,325,884	"	
1980	9,616,499	"	1.398933
1985	11,144,115	"	
1990	12,795,984	"	1.330628
1995	14,572,032	"	
2000	16,472,333	"	1.287305

NOTA: La población metropolitana del Distrito Federal, incluye las zonas de Naucalpan, Tlalnepantla, Ecatepec y Netzahualcóyotl, asciende a 8,420,128 habitantes para el año de 1970, clasificados como se indica a continuación:

Distrito Federal	6,874,165 Hab.*
Naucalpan	382,184 "
Tlalnepantla	366,935 "
Ecatepec	216,408 "
Netzahualcóyotl	580,436 "
	<u>8,420,128</u>



GRAFICA II TASA ANUAL DE CRECIMIENTO PARA LA POBLACION DEL D.F.

TABLA II.2

VEHICULOS DE MOTOR REGISTRADOS

AÑO	EN EL D. F.	EN EL PAIS.	% DEL TOTAL
1940	48,134	149,455	32
1950	74,327	308,206	24
1960	248,048	827,010	30
1961	272,161	929,266	29
1962	283,416	933,116	30
1963	313,574	1,041,502	30
1964	353,895	1,128,637	31
1965	379,204	1,244,717	30
1966	417,722	1,304,802	32
1967	482,114	1,460,140	33
1968	551,505	1,582,608	35
1969	624,804	1,792,227	35
1970	717,672	1,928,816	37
1971	786,426	2,097,337	37
1972	881,156	2,316,951	38
1973	956,903	2,634,642	36
1974	1,089,575	3,040,052	36
1975	1,199,471	3,586,123	33

## T A B L A II.3

RELACION VEHICULO/HABITANTE EN EL DISTRITO FEDERAL.

AÑO	VEH./HAB.
1940	0.027
1950	0.024
1960	0.051
1961	0.053
1962	0.053
1963	0.056
1964	0.060
1965	0.062
1966	0.064
1967	0.071
1968	0.077
1969	0.084
1970	0.104
1971	0.110
1972	0.118
1973	0.123
1974	0.135
1975	0.143

ne de 143 vehículos por la misma cantidad de habitantes.

### II.3.- Caracterización de viajes

Con objeto de determinar el grado de utilización que se le dá a los vehículos-motor en el Distrito Federal, fué investigada la venta de gasolinas (Tabla II.4) que se ha venido realizando en la ciudad, lo cual marca indudablemente las características de este movimiento, ya que se podría considerar que un vehículo en promedio recorre anualmente el resultado de dividir el número de litros de combustible consumidos, entre el total de vehículos registrados en ese mismo año y aplicar el factor de rendimiento. Para este cálculo se considera un rendimiento promedio de 6 kilómetros por litro.

Analizando la información proporcionada, se desprende que aún --- cuando el consumo de gasolina ha sufrido un incremento anual considerable, éste no corresponde al del aumento de población y al del aumento de vehículos registrados, por lo que la tendencia a la utilización del vehículo-motor sería la de disminuir a través de los años, lo cual parece ser en términos generales un contra sentido. Lo anterior se puede explicar en razón de que la distribución de los tipos de vehículos que existen en el Distrito Federal ha variado y aún cuando no se dispone de la información, es indudable que en los últimos años se ha aumentado en proporción el número de vehículos de pequeña cilindrada, cuyo rendimiento es muy superior al de 6 kilómetros por litro.

### II.4.- Volúmenes Futuros

Con los datos que se obtuvieron del crecimiento de población, del registro de vehículos y de tenencia de vehículos por habitante, se calcularon los valores correspondientes para un período de 15 años a partir de 1980, utilizando el método de mínimos cuadrados. Con estos cálculos se prepararon las gráficas que indican la tendencia al crecimiento de cada uno de esos parámetros Gráficas II.2, II.3 y II.4.

En 1975 en el Distrito Federal se estimó 8.213,113 millones de habitantes, para 1980 habrá 9.616,499 millones, para 1985 esta cifra alcanzará 11.144,115 millones, para 1990 se esperan 12.795,984 millones-



T A B L A II 4.

VENTA DE GASOLINAS MOTOR EN EL DISTRITO FEDERAL.

	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
MEXOLINA												
M <sup>3</sup> /AÑO	368,200	373,500	357,600	356,600	392,000	442,000	433,500	400,800	358,100	244,000	123,300	41,800
M <sup>3</sup> /DÍA	1,009	1,023	980	974	1,074	1,211	1,188	1,095	981	668	338	114
% INCREMENTO		1.4	-4.4	-0.6	10.3	12.8	-1.9	-8.5	-11.6	-46.9	-97.6	-196.5
SUPERMEXOLINA												
M <sup>3</sup> /AÑO	1,239,700	1,316,800	1,358,500	1,420,600	1,452,300	1,421,400	1,430,300	1,538,200	1,462,200			
M <sup>3</sup> /DÍA	3,396	3,608	3,722	3,881	3,979	3,894	3,919	4,203	4,006			
% INCREMENTO		6.2	3.2	4.3	2.5	2.2	0.6	7.2	-4.9			
GASOLMEX												
M <sup>3</sup> /AÑO	347,100	373,200	484,200	592,100	739,100	880,600	1,042,800	1,204,300	1,236,700			
M <sup>3</sup> /DÍA	951	1,022	1,327	1,618	2,025	2,413	2,857	3,290	3,388			
% INCREMENTO		7.5	29.8	21.9	25.2	19.2	18.4	15.2	3.0			
PEMEX 100												
M <sup>3</sup> /AÑO		40,300	50,000	64,000	80,600	98,300	110,200	150,800	117,800			
M <sup>3</sup> /DÍA		110	137	175	221	269	302	412	323			
% INCREMENTO			24.5	27.7	26.3	21.7	12.3	36.4	-27.6			
NOVA												
M <sup>3</sup> /AÑO									217,900	2,888,100	3,171,800	3,478,300
M <sup>3</sup> /DÍA									597	7,913	8,690	9,504
% INCREMENTO										1,225.5	9.8	9.4
EXTRA												
M <sup>3</sup> /AÑO									44,100	286,700	137,200	123,700
M <sup>3</sup> /DÍA									121	785	376	338
% INCREMENTO										548.8	-108.8	-11.2
T O T A L E S												
M <sup>3</sup> /AÑO	1,995,000	2,103,800	2,250,300	2,433,300	2,664,000	2,842,300	3,016,800	3,294,100	3,436,800	3,418,800	3,432,300	3,643,800
M <sup>3</sup> /DÍA	5,466	5,764	6,165	6,648	7,299	7,787	8,265	9,000	9,416	9,367	9,404	9,956
% INCREMENTO		5.45	6.96	7.83	9.79	6.69	6.14	8.89	4.62	-0.52	0.40	5.87

Fuente: PEMEX

Ajuste de la curva según la ecuación  $y = ax^2 + bx + c$  para efectuar el pronóstico del crecimiento de la población en el D.F.

AÑO	x	y	x <sup>2</sup>	x <sup>3</sup>	x <sup>4</sup>	xy	x <sup>2</sup> y
1930	- 2	1229.6	4	- 8	16	- 2459.2	4918.4
1940	- 1	1757.5	1	- 1	1	- 1757.5	1757.5
1950	0	3050.4	0	0	0	0	0
1960	1	4870.9	1	1	1	4870.9	4870.9
1970	2	6874.2	4	8	16	13748.4	27496.8
$\Sigma$	0	17782.6	10	0	34	14402.6	39043.6

$$y = c + bx + ax^2 \text{ ----- I}$$

$$y = Nc + bx_2 + ax_2^2 \text{ ----- 1}$$

$$xy = cx + bx^2 + ax^3 \text{ ----- 2}$$

$$x^2y = cx^2 + bx^3 + ax^4 \text{ ----- 3}$$

sustituyendo la suma de los valores de x , y, x<sup>2</sup>, x<sup>3</sup>, x<sup>4</sup>, xy, x<sup>2</sup>y en 1, 2 y 3

$$17\ 782.6 = 5c + \quad + 10a \text{ ----- 1'}$$

$$14\ 402.6 = \quad + 10b \text{ ----- 2'}$$

$$39\ 043.6 = 10c + \quad + 34a \text{ ----- 3'}$$

$$\text{De 2' } b = 1\ 440.26 \text{ ----- 4}$$

$$\begin{array}{r} \text{De 1' y 3'} \\ 17\ 782.6 = 5c + 10a \\ 39\ 043.6 = 10c + 34a \\ - 35\ 565.2 = - 10c - 20a \\ \hline 3\ 478.4 = 14a \end{array}$$

$$a = \frac{3\ 478.4}{14} = 248.45714 \text{ ----- 5}$$

$$\text{Sustituyendo 5 en 3' } c = 3\ 059.6057 \text{ ----- 6}$$

Sustituyendo 4, 5 y 6 en I :

$$y = 3\ 059.6057 + 1\ 440.26x + 248.45714x^2 \text{ ----- II}$$

$$\text{para } x = - 2 ; (1930) ; y = 1\ 172.9$$

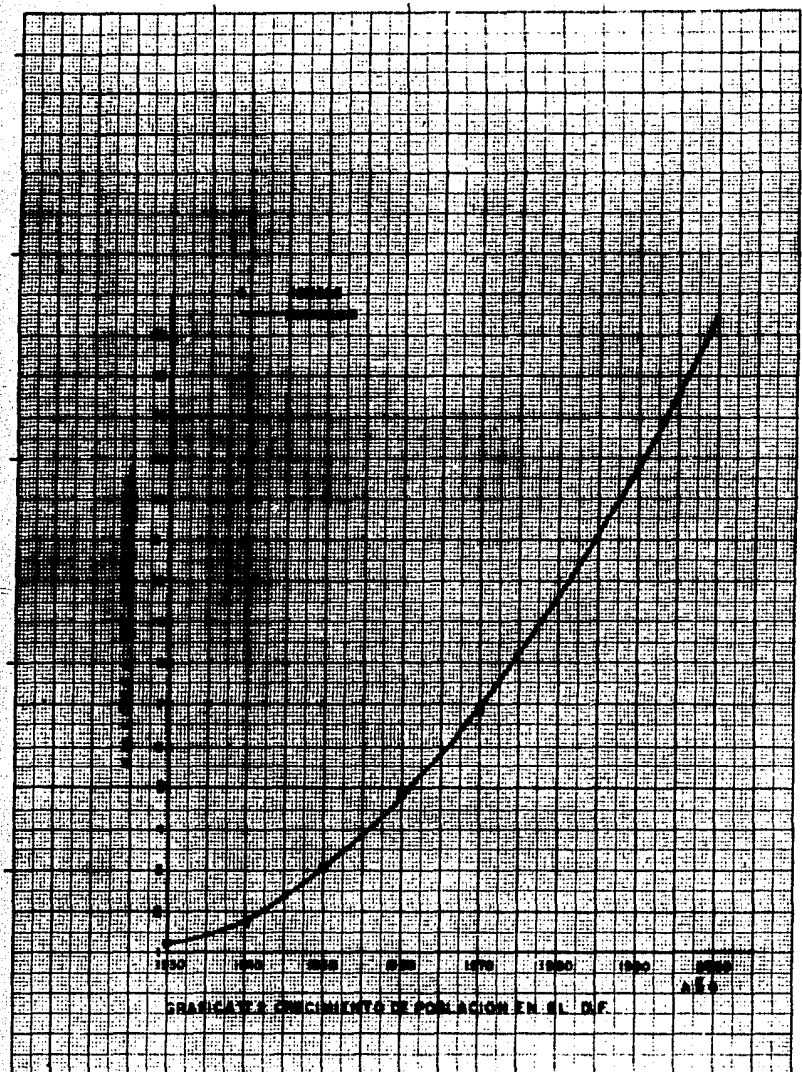
$$\text{para } x = - 1 ; (1940) ; y = 1\ 867.9$$

$$\text{para } x = 0 ; (1950) ; y = 3\ 099.66$$

$$\text{para } x = 1 ; (1960) ; y = 4\ 748.3$$

para  $x = 2$  ; (1970) ;  $y = 6\ 933.9543$   
para  $x = 2.1$  ; (1971) ;  $y = 7\ 719.848$   
para  $x = 2.2$  ; (1972) ;  $y = 7\ 430.710$   
para  $x = 2.3$  ; (1973) ;  $y = 7\ 686.542$   
para  $x = 2.4$  ; (1974) ;  $y = 7\ 947.343$   
para  $x = 2.5$  ; (1975) ;  $y = 8\ 213.113$   
para  $x = 2.6$  ; (1976) ;  $y = 8\ 483.852$   
para  $x = 2.7$  ; (1977) ;  $y = 8\ 759.560$   
para  $x = 2.8$  ; (1978) ;  $y = 9\ 042.238$   
para  $x = 2.9$  ; (1979) ;  $y = 9\ 325.884$   
para  $x = 3.0$  ; (1980) ;  $y = 9\ 616.499$   
para  $x = 3.5$  ; (1985) ;  $y = 11\ 144.115$   
para  $x = 4.0$  ; (1990) ;  $y = 12\ 795.984$   
para  $x = 4.5$  ; (1995) ;  $y = 14\ 572.032$   
para  $x = 5.0$  ; (2000) ;  $y = 16\ 472.333$

Los valores estan dados en miles.



Ajuste de la curva según la ecuación  $y = ax^2 + bx + c$  para efectuar el pronóstico del crecimiento vehicular en el D.F.

AÑO	x	y	x <sup>2</sup>	x <sup>3</sup>	x <sup>4</sup>	xy	x <sup>2</sup> y
1970	0	717,672	0	0	0	0	0
1971	1	786,426	1	1	1	786,426	786,426
1972	2	881,156	4	8	16	1.762,312	3.524,624
1973	3	956,903	9	27	81	2.870,709	8.612,127
1974	4	1.089,575	16	64	256	4.358,300	17.433,200
1975	5	1.199,471	25	125	625	5.997,355	29.986,775
$\Sigma$	15	5.631,203	55	225	979	15.775,102	60.343,152

$$y = c + bx + ax^2 \text{ ----- I}$$

$$y = Nc + bx + ax^2 \text{ ----- 1}$$

$$xy = cx + bx^2 + ax^3 \text{ ----- 2}$$

$$x^2y = cx^2 + bx^3 + ax^4 \text{ ----- 3}$$

sustituyendo la suma de los valores de  $x, y, x^2, x^3, x^4, xy, x^2y$  en 1, 2, 3

$$5.631,203 = 5c + 15b + 55a$$

$$15.775,102 = 15c + 55b + 225a$$

$$60.343,152 = 55c + 225b + 979a$$

por determinantes:

$$\Delta = \begin{vmatrix} 6 & 15 & 55 \\ 15 & 55 & 225 \\ 55 & 225 & 979 \end{vmatrix} = 3920$$

$$c = \frac{\begin{vmatrix} 5.631,203 & 15 & 55 \\ 15.775,102 & 55 & 225 \\ 60.343,152 & 225 & 979 \end{vmatrix}}{3920} = 717,370.214$$

$$b = \frac{\begin{vmatrix} 6 & 5.631,203 & 55 \\ 15 & 15.775,102 & 225 \\ 55 & 60.343,152 & 979 \end{vmatrix}}{3920} = 65,059.252$$

$$\begin{array}{r}
 6 \quad 15 \quad 5.631,203 \\
 15 \quad 55 \quad 15.775,102 \\
 a = \frac{55 \quad 225 \quad 60.343,152}{3920} = 6,383.5357
 \end{array}$$

substituyendo en I :

$$y = 717,370.214 + 65,059.252x + 6,383.5357x^2$$

$$\text{Si } x = 5 ; (1975) ; y = 1.202,255$$

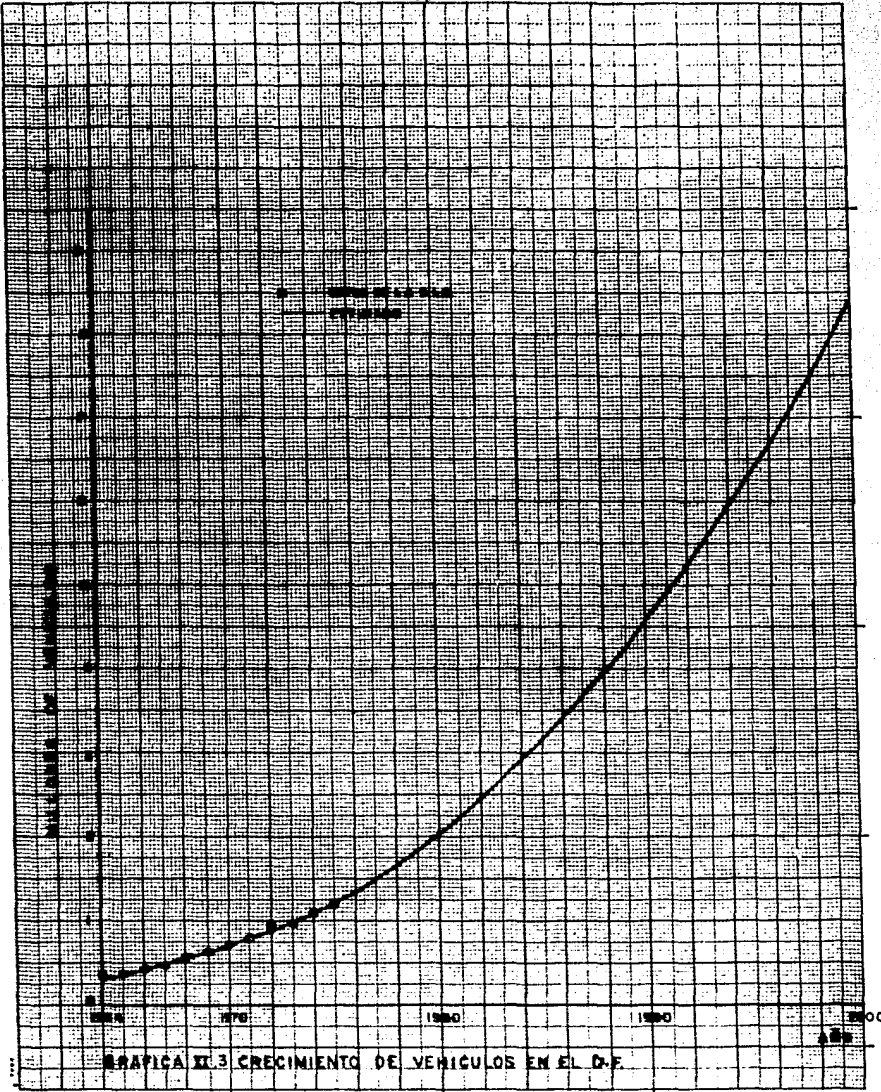
$$\text{Si } x = 10 ; (1980) ; y = 2.006,316$$

$$\text{Si } x = 15 ; (1985) ; y = 3.129,555$$

$$\text{Si } x = 20 ; (1990) ; y = 4.571,970$$

$$\text{Si } x = 25 ; (1995) ; y = 6.333,561$$

$$\text{Si } x = 30 ; (2000) ; y = 8.414,330$$



GRAFICA XI.3 CRECIMIENTO DE VEHICULOS EN EL D.F.

Ajuste de la línea recta para efectuar el pronóstico del crecimiento de la tenencia de vehículos en el D.F.

AÑO	x	y	x <sup>2</sup>	xy
1970	0	104	0	0
1971	1	110	1	110
1972	2	118	4	236
1973	3	123	9	369
1974	4	135	16	540
1975	5	143	25	715
$\Sigma$	15	733	55	1970

$$(\Sigma)^2 \quad 225$$

$$y = mx + b$$

en donde

y = Relación Vehículo/Habitante  
(Variable dependiente)

m = pendiente de la recta

b = Ordenada al origen

además:

t = Tasa de incremento anual

N = Número total de datos

$$m = \frac{N(\Sigma xy) - (\Sigma x)(\Sigma y)}{N(\Sigma x^2) - (\Sigma x)^2} = 7.9571428$$

$$b = \frac{(\Sigma y)(\Sigma x^2) - (\Sigma x)(\Sigma xy)}{N(\Sigma x^2) - (\Sigma x)^2} = 102.5238$$

$$t = \frac{N(m)}{\Sigma y - (m)(\Sigma x)} = 0.0766372 = 7.66 \%$$

Ecuación de la recta:  $y = 7.957143 x + 102.5238$

Si x = 5 ; 1975 ; y = 141.81

Si x = 10 ; 1980 ; y = 191.00

Si x = 15 ; 1985 ; y = 220.38

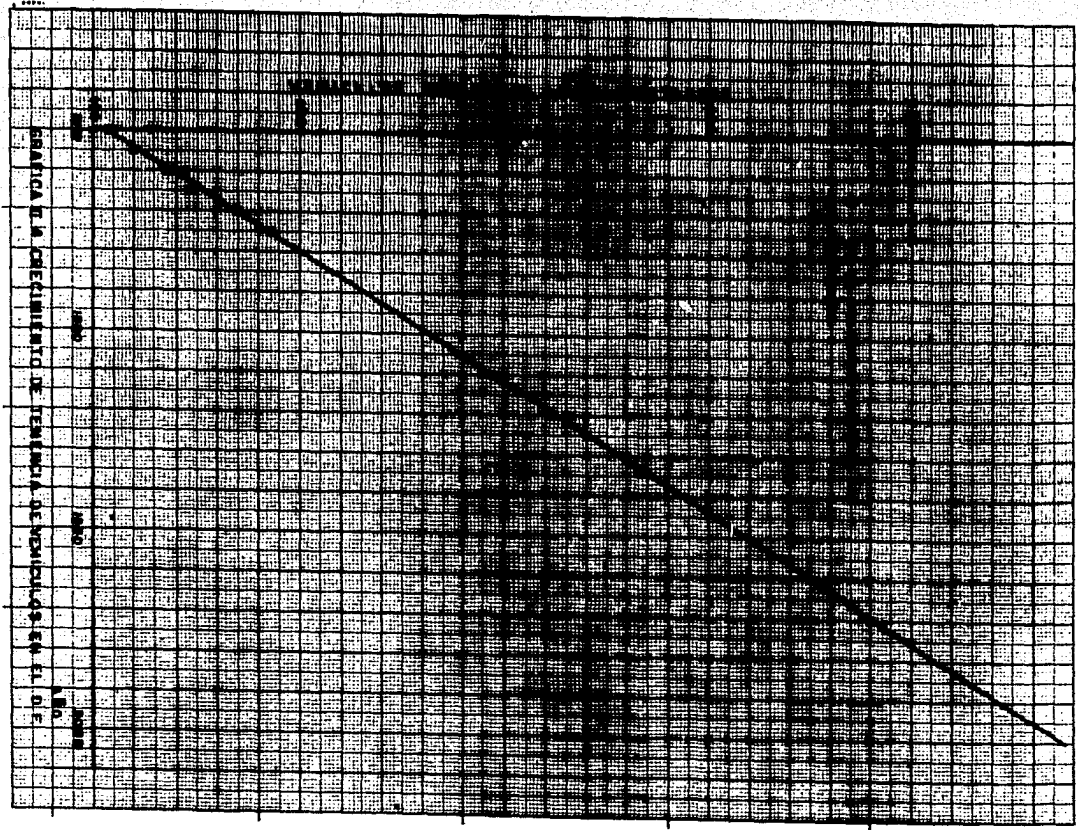
Si x = 20 ; 1990 ; y = 259.66

Si x = 25 ; 1995 ; y = 298.35

Si x = 30 ; 2000 ; y = 338.23

Los valores de y están dados en miles





y para 1995 tendrá 14.572,032 millones de habitantes, sin incluir los correspondientes a la zona de influencia del Estado de México, que forman parte del área metropolitana.

Los vehículos que se registren en el Distrito Federal, de acuerdo con la tendencia de crecimiento manifestada en los últimos años, - en 1975 fueron de 1.199,471 vehículos, en 1980 serán de 2.006,316 vehículos, en 1985 se esperan 3.129,555 vehículos, en 1990 habrá ----- 4.571,970 vehículos y para 1995 serán 6.333,561 vehículos.

Por otra parte los habitantes dispondrán de mayor número de medios, para 1975 son poseedores de 143 vehículos por cada 1,000 habitantes, para 1980 serán 181 vehículos por cada 1,000 habitantes en -- 1985 se tendrán 220 vehículos por cada 1,000 habitantes, en 1990 se -- tendrán casi 260 vehículos por cada 1,000 habitantes y para 1995 se -- tendrán 300 vehículos por la misma cantidad de habitantes.

#### II.5.- Tasas de crecimiento

Para calcular las tasas de crecimiento que se espera tenga el -- tránsito en el Distrito Federal, se debe tomar en cuenta todos los -- factores que se analizaron individualmente, (población, tenencia de - vehículos, grado de utilización del vehículo) e interrelacionarlos a -- efecto de disponer de un elemento único normativo de la tasa de creci -- miento que se busca.

Para el efecto se calculó el número de vehículo-kilómetro, para cada uno de los años anteriores a 1975 de que se disponía información e igualmente por el procedimiento de mínimos cuadrados se extrapoló a efecto de consignar cual será la tendencia del crecimiento del tránsi -- to en el Distrito Federal (Gráfica II.5)

Con los datos que se obtuvieron se observó que esta tasa no se -- mantiene uniforme y que va en descenso año con año, para el quinquen -- nio 65-70 la tasa de crecimiento fué del 41.3%, para el quinquenio -- 70-75 la tasa de crecimiento bajó al 29.3%, para el quinquenio 75-80 -- tendrá una tasa de crecimiento al 22.6%, para el quinquenio 80-85 ten -- drá una tasa de crecimiento al 18.5%, para el quinquenio 85-90 tendrá

Ajuste de la línea recta para efectuar la tendencia de recorridos en viajes automotores en el D. F.

AÑO	x	y	x <sup>2</sup>	xy
1965	0	11.97	0	0
1966	1	12.62	1	12.62
1967	2	13.50	4	27.00
1968	3	14.60	9	43.80
1969	4	15.98	16	63.92
1970	5	17.05	25	85.25
1971	6	18.10	36	108.60
1972	7	19.76	49	138.32
1973	8	20.62	64	164.96
1974	9	20.51	81	184.59
1975	10	20.59	100	205.90
$\Sigma$	55	185.30	385	1,034.96
$(\Sigma)^2$	3 025			

$$y = mx + b \quad ; \quad N = 11$$

$$m = \frac{N(\Sigma xy) - (\Sigma x)(\Sigma y)}{N(\Sigma x^2) - (\Sigma x)^2} = 0.986$$

$$b = \frac{(\Sigma y)(\Sigma x^2) - (\Sigma x)(\Sigma xy)}{N(\Sigma x^2) - (\Sigma x)^2} = 11.915454$$

$$t = \frac{N(m)}{\Sigma y - (m)(\Sigma x)} = 8.27 \%$$

Ecuación de la recta:  $y = 0.986x + 11.915454$

Si  $x = 0$  ; 1965 ;  $y = 11.92$

Si  $x = 1$  ; 1966 ;  $y = 12.90$

Si  $x = 2$  ; 1967 ;  $y = 13.89$

Si  $x = 3$  ; 1968 ;  $y = 14.77$

Si  $x = 4$  ; 1969 ;  $y = 15.86$

Si  $x = 5$  ; 1970 ;  $y = 16.85$

Si  $x = 6$  ; 1971 ;  $y = 17.83$

Si  $x = 7$  ; 1972 ;  $y = 18.82$

Si  $x = 8$  ; 1973 ;  $y = 19.80$

Si  $x = 9$  ; 1974 ;  $y = 20.79$

Si  $x = 10$  ; 1975 ;  $y = 21.78$

Si  $x = 11$  ; 1976 ;  $y = 22.76$

Si  $x = 12$  ; 1977 ;  $y = 23.75$

Si  $x = 13$  ; 1978 ;  $y = 24.73$

Si  $x = 14$  ; 1979 ;  $y = 25.72$

Si  $x = 15$  ; 1980 ;  $y = 26.71$

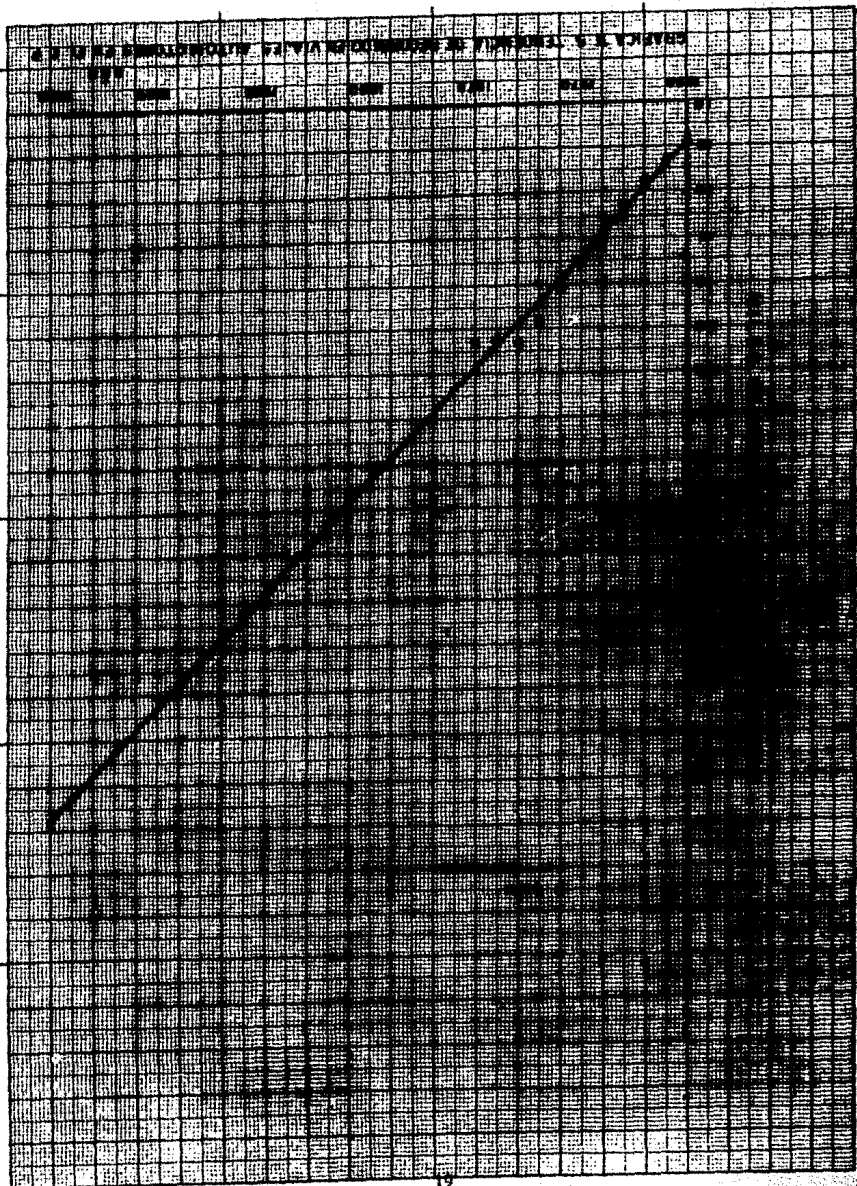
Si  $x = 20$  ; 1985 ;  $y = 31.64$

Si  $x = 25$  ; 1990 ;  $y = 36.57$

Si  $x = 30$  ; 1995 ;  $y = 41.50$

Si  $x = 35$  ; 2000 ;  $y = 46.43$

Los valores de  $y$  estan dados en miles de millones.



T A B L A II.5

PRONOSTICO DE VOLUMENES VEHICULARES PARA LOS AÑOS QUE SE INDICAN

ESTACION	AÑO														
	1975			1980			1985			1990			1995		
	NORTE	SUR	TOTAL	NORTE	SUR	TOTAL	NORTE	SUR	TOTAL	NORTE	SUR	TOTAL	NORTE	SUR	TOTAL
CUATRO CAMINOS	63970	62406	126376	78226	76314	154540	92634	90375	18301	107051	104435	211486	121516	118547	240063
REFORMA PALMAS	78780	92514	171294	96336	113132	209468	111086	133975	248062	131836	154820	286656	149649	175740	325389
CONSTITUYENTES -VIRREYES.	101906	81635	183541	124619	99828	224447	147579	118221	265800	170540	136614	307154	193583	155074	348657
MIXCOAC-SAN ANTONIO	60123	56743	116866	73522	69389	142911	87068	82173	169241	100614	94958	195572	114209	107789	221998
SAN JERONIMO	12146	13234	25380	14853	16183	31036	17589	19165	36754	20326	22146	42172	23072	25139	48211

una tasa de crecimiento al 15.6% y finalmente para el quinquenio --- 90-95 tendrá una tasa de crecimiento al 13.5%.

Con los factores de correspondencia calculados, se preparó la - Tabla II.5 con base a las mediciones efectuadas en 1971, aplicando - para los primeros 4 años para 1975 el factor de crecimiento resultó - al 22.5%, para 1980 al 49.8%, para 1985 al 77.4%, para 1990 al 105 % y para 1995 al 132.7%, todos referidos a los volúmenes de 1971.

La Tabla II.5 observa los volúmenes futuros correspondientes, - para cada una de las estaciones maestras establecidas a lo largo del Periférico Poniente en los afloros de 1971.

## C A P I T U L O    I I I

### VELOCIDAD Y RETARDO

Es el deseo de un usuario en una ruta, incrementar su velocidad para acortar el tiempo de viaje o incrementar la distancia de viaje o ambos; por lo tanto la velocidad determina la distancia en la cual un usuario puede viajar en un tiempo mínimo.

Para cuantificar y clasificar las causas y demoras de movimiento que ocurren en el Periférico Poniente, a las horas de mayor incidencia de usuarios, se llevaron a cabo los estudios de Velocidad y Retardo.

Para conocer las condiciones operacionales que prevalecían en lo largo de distintas vías principales del sistema vial, en 1968 se condujeron los primeros estudios con los cuales se determinaron los tiempos de recorrido y las velocidades de operación a partir de la intersección del Periférico Sur con la Avenida Insurgentes Sur.

Los análisis que determinaron la elaboración del plano de curvas isócronas correspondiente, se hicieron con un promedio entre los tiempos de recorridos invertidos en el Periférico Poniente sobre el carril de 40 K.P.H., en ambos sentidos de circulación y a las horas de máxima demanda. En el resto de las avenidas estudiadas, se consignaron las velocidades que sostenían la corriente de tránsito, tomadas del promedio obtenido en varios viajes realizados en ambos sentidos de circulación.

En el plano III.1, se indican gráficamente los resultados del estudio antes descrito. Entre dos curvas finas se están indicando el trayecto que se recorre en un minuto y las curvas gruesas corresponden al paso de un período de cinco minutos entre las líneas consecutivas.

#### III.1.- Metodología

En 1971 se llevó a cabo una segunda etapa de recopilación de información. Para cubrir esta etapa se hicieron las mediciones correspondientes en cada uno de los tres carriles de circulación del Perifé



U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

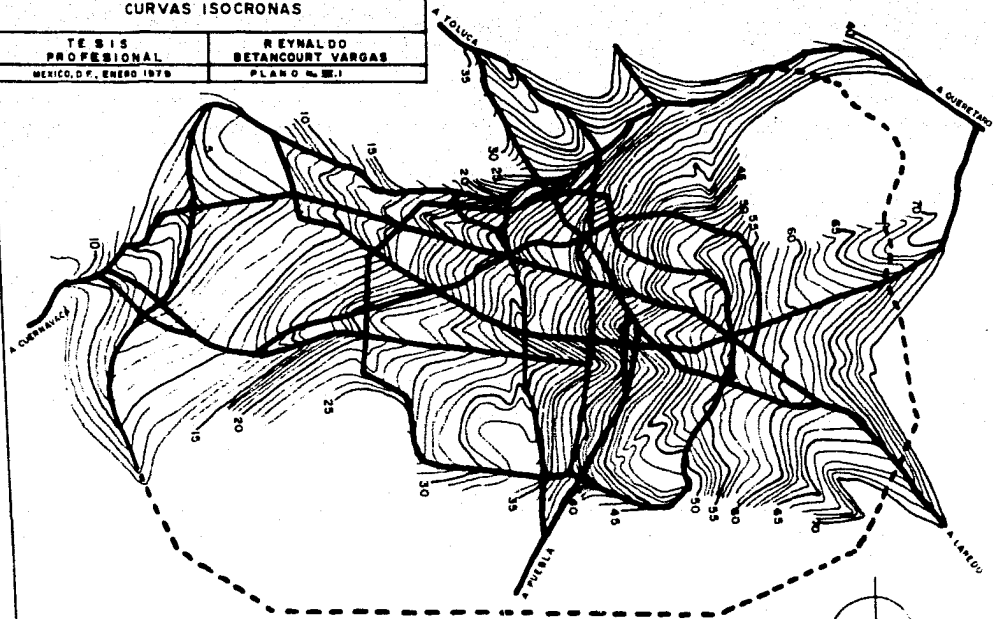
ANALISIS OPERACIONAL DEL PERIFERICO PONIENTE  
CURVAS ISOCRONAS

TE S I S  
P R O F E S I O N A L

MEXICO, D.F., ENERO 1979

R E Y N A L D O  
B E T A N C O U R T V A R G A S

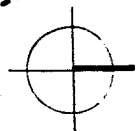
PLANO No. 88.1



SIMOLOGIA

5 10  
CURVAS A 1 MINUTO

500  
ESCALA GRAFICA



rico Poniente y dos rutas optativas sensiblemente paralelas en ambos sentidos de circulación.

La ruta optativa 1, partía del Norte por San Joaquín desde la - Calzada Ingenieros Militares hasta Lago Omega, para seguir por Arquímedes - Molino del Rey - Parque Lira y Revolución hasta San Jerónimo.

La ruta optativa 2, partiendo del mismo punto en San Joaquín y siguiendo hasta Lago Omega, para continuar por Arquímedes - Molino del Rey - Parque Lira y seguir por Puente Morena hasta Patriotismo; seguir por esta vía hasta Río Mixcoac, para incorporarse a la Avenida Revolución y seguir hasta San Jerónimo. Los recorridos inversos en ambas rutas son correspondientes.

El método que se siguió para determinar los tiempos de recorrido, fué el denominado de "Vehículo Flotante"; consistió en asentar -- las características que se encontraron durante viajes repetitivos -- que se hicieron a lo largo de las rutas seleccionadas, durante cuatro días consecutivos, a las horas de máximas demanda vehicular. Como la circulación en el Periférico Poniente presenta tres períodos - de máxima demanda de las 8 a las 11 horas, de las 12 a las 15 horas y de las 17 a las 20 horas, se procuró que los estudios se realizaran de modo que estuvieran cubiertas las horas de máxima demanda, incluidas dentro de los tres períodos mencionados.

Para llevar a cabo esta investigación, se formularon los instructivos de operación que se utilizaron en el adiestramiento del personal, que se encargó de la realización de las mediciones. Fueron realizados un total de 427 viajes entre los puntos extremos elegidos como orígenes y destinos de los diferentes recorridos, durante los tres períodos en los cuatro días que duraron los estudios.

### III.2.- Velocidades de Marcha e Integral

Con los datos que se obtuvieron en el campo, se preparó la Tabla III.1 en la que aparecen para cada ruta, la longitud del recorrido, la dirección, el período del estudio, el tiempo detenido, los promedios del número de veces en que se reduce la velocidad, la velo

**TABLA III.1**

(1) R U T A:	(2) Longitud en Kms.	(3) Dirección.	(4) Período	(5) - (12) PROMEDIO EN TODOS LOS RECORRIDOS.							
				Tiempo Detenido en Segundos.	Velocidad Reducida a Número de veces	Velocidad Integral en KPH			Número de Paradas	Tiempo de Rec. en Minutos	Velocidad de Operación
						En todo el trayecto	En hora Crítica	En la Zona Crítica			
PERIFERICO 40	14.6	SUR	7-10	47.00	3.20	40.93	34.00	32.40	0.70	21.40	42.49
PERIFERICO 40	14.6	NORTE	7-10	217.00	3.60	35.90	30.70	29.50	0.60	24.40	42.15
PERIFERICO 40	14.6	SUR	13-16	13.00	4.70	38.09	33.10	30.70	0.40	23.00	38.45
PERIFERICO 40	14.6	NORTE	13-16	6.00	1.90	40.37	36.60	35.30	0.30	21.70	40.56
PERIFERICO 40	14.6	SUR	18-21	10.00	2.50	43.07	32.20	28.70	0.40	20.34	43.44
PERIFERICO 40	14.6	NORTE	18-21	0.00	0.90	41.32	38.80	39.70	0.00	21.20	41.32
PERIFERICO 60	14.6	SUR	7-10	4.00	2.50	57.44	53.12	46.75	0.60	15.25	57.69
PERIFERICO 60	14.6	NORTE	7-10	40.60	2.50	50.78	43.58	33.05	0.50	17.25	52.88
PERIFERICO 60	14.6	SUR	13-16	16.60	2.00	54.58	52.35	46.46	0.30	16.05	55.54
PERIFERICO 60	14.6	NORTE	13-16	27.60	1.98	54.75	49.91	46.83	0.30	16.00	56.37
PERIFERICO 60	14.6	SUR	18-21	43.60	1.21	55.44	48.70	43.47	0.80	15.80	59.14
PERIFERICO 60	14.6	NORTE	18-21	0.00	1.20	56.52	57.06	55.83	0.00	15.50	56.52
PERIFERICO 70	14.6	SUR	7-10	2.00	1.70	68.60	61.39	60.99	0.14	12.77	68.78
PERIFERICO 70	14.6	NORTE	7-10	27.00	2.16	53.09	44.94	37.65	1.07	16.50	54.58
PERIFERICO 70	14.6	SUR	13-16	3.50	1.65	62.35	58.11	49.55	0.07	14.05	62.61
PERIFERICO 70	14.6	NORTE	13-16	17.50	1.96	57.82	53.33	51.62	0.70	15.15	58.96
PERIFERICO 70	14.6	SUR	18-21	34.00	1.55	54.58	47.10	43.47	0.62	16.05	56.58
PERIFERICO 70	14.6	NORTE	18-21	5.37	1.00	60.75	56.41	55.87	0.14	14.42	61.13
OPTATIVA 1	15.5	SUR	7-10	446.39	2.00	33.82		30.75	11.76	27.50	46.36
OPTATIVA 1	15.5	NORTE	7-10	405.09	1.59	28.62		25.16	13.25	32.50	36.12
OPTATIVA 1	15.5	SUR	13-16	406.18	1.73	30.59		24.07	12.12	30.40	39.36
OPTATIVA 1	15.5	NORTE	13-16	455.66	1.53	29.81		26.59	13.80	31.20	39.40
OPTATIVA 1	15.5	SUR	18-21	540.60	1.55	29.06		22.91	14.71	32.00	40.45
OPTATIVA 1	15.5	NORTE	18-21	425.23	2.53	28.79		26.53	12.55	32.30	36.89
OPTATIVA 2	15.7	SUR	7-10	548.05	1.05	28.37		23.76	13.08	33.20	39.14
OPTATIVA 2	15.7	NORTE	7-10	452.65	0.80	31.09		29.86	13.46	30.30	41.40
OPTATIVA 2	15.7	SUR	13-16	449.41	1.22	30.99		23.77	14.24	30.40	41.12
OPTATIVA 2	15.7	NORTE	13-16	432.07	1.82	30.39		25.74	15.29	31.00	39.58
OPTATIVA 2	15.7	SUR	18-21	400.75	1.37	30.37		24.55	7.66	31.02	38.70
OPTATIVA 2	15.7	NORTE	18-21	380.31	0.92	30.38		24.96	13.73	31.01	38.18

cidad integral, el número de veces en que se detiene el vehículo, el tiempo total de recorrido y la velocidad de marcha.

La velocidad puntual en un tiempo dado, es la que tiene un vehículo en movimiento, medida en el lugar en que se encuentra en ese tiempo. La velocidad de un vehículo no se mantiene uniforme a lo largo de la trayectoria que se sigue en una ruta cualquiera, por lo tanto la determinación de las velocidades puntuales de vehículos en distintas zonas, solo dan idea del comportamiento operacional de ese vehículo en tantos puntos, como observaciones se hagan en forma intermitente.

La velocidad de marcha o de crucero, es aquella que se obtiene de dividir la longitud total del trayecto por el tiempo en que el vehículo se mantiene en movimiento, por lo tanto;

$$V_m = \frac{3600 (2)}{60(11) - (5)}$$

$V_m$  = Velocidad de marcha en Km/h.

La velocidad integral se obtiene de dividir la longitud total del recorrido entre el total del tiempo en el trayecto, incluyendo los períodos en que permanece detenido, por lo tanto:

$$V_i = \frac{60 (2)}{(11)}$$

$V_i$  = Velocidad integral en Km/h.

Con el estudio de velocidad y retardo que se condujo, se determinaron las velocidades de marcha e integral de los vehículos que circularon sobre el Periférico Poniente y sobre las dos rutas optativas en ambos sentidos de circulación, y durante los tres períodos de máxima demanda que se presentaron a lo largo del día.

En cada uno de los períodos de tres horas, se presentaron condiciones diferentes en una hora, que se consideran como críticas y que se analizaron por separado, y se identifican como características de la hora crítica. Las velocidades obtenidas, representan en forma general, el comportamiento de la corriente vehicular a lo largo del trayec

to que se estudió.

"PERIFERICO PONIENTE"

Carril de 40 K.P.H.

Los vehículos que siguen la dirección Sur, mantienen la velocidad integral en todo el trayecto entre + 8% a - 5% de variación con respecto a la velocidad permitida. En la dirección Norte la variación va de + 3% a - 12% de la velocidad permitida.

Considerando el flujo vehicular desde uno hasta el otro extremo, se puede considerar que el promedio de las velocidades sostenidas --- corresponden a las velocidades permitidas, ya que solo bajan en la dirección Norte en el período matutino y en la dirección Sur en el período vespertino.

Durante la hora crítica y en la dirección Sur, se acusaban fuertes bajas con respecto a la velocidad integral promediada en cada período, llegando a caer hasta un 25% en el período nocturno, que es durante el cual se presentaban las condiciones más adversas.

En el mismo carril de 40, pero en dirección Norte, en la hora crítica, la máxima variación ocurre durante el período matutino, en el -- que la velocidad integral baja hasta un 16% del promedio total en ese período.

Los vehículos que circulaban por este carril, se detenían en su trayectoria durante los tres períodos en uno y otro sentido, excepto -- en el período nocturno en la dirección Norte. El número de paradas -- que realizaban los vehículos en esta vía que se suponía de flujo continuo y de alta velocidad, daba idea de las condiciones operacionales -- que prevalecían.

En la dirección Sur en el primer período dos de cada tres vehículos se detenían en su trayectoria y en los períodos vespertino y nocturno dos de cada cinco vehículos se detenían durante su recorrido.

En la dirección Norte se observaba que los vehículos se detenían durante el primer período, de tres de cada cinco de ellos y en el pe--

rfo do vespertino uno de cada tres vehiculos.

#### Carril de 60 K.P.H.

La corriente vehicular que circulaba por los carriles de 60, --- presentaba las siguientes características en la velocidad integral:

Durante los tres periodos considerados, nunca alcanzaba la velocidad permitida. En la dirección Sur bajaba hasta un 9% en el periodo vespertino y en la dirección Norte bajaba en un 15% durante el periodo matutino.

Durante la hora de circulación crítica, la velocidad integral bajaba en forma considerable como ocurre en el carril de 40. En la --- dirección Sur, en el periodo nocturno bajaba en un 12% y en la dirección Norte, en el periodo matutino bajaba en un 14%.

Las detenciones observadas en uno y otro sentido de circulación son muy numerosas, ocurriendo más frecuentemente en la dirección Sur, donde por la mañana se detenían tres de cinco vehiculos y por la noche cuatro de cada cinco vehiculos. En la dirección Norte uno de cada dos vehiculos se detenían en el periodo matutino y uno de cada --- tres en el vespertino.

#### Carril de 70 K.P.H.

En el carril de 70, las velocidades integrales tampoco alcanzaban la velocidad permitida, acusándose los valores mínimos en la dirección Sur durante el periodo nocturno y en la dirección Norte durante el periodo matutino. Las velocidades integrales bajaban con respecto a la velocidad permitida, el 22% en la dirección Sur y el 25% - en la dirección Norte.

Las reducciones de velocidad integral a las horas críticas son significativas en ambas direcciones y principalmente en los periodos matutinos y nocturno. Se caían en un 14% en dirección Sur y en 15% - en la dirección Norte. Todos los vehiculos que circulan en la dirección Norte en el periodo matutino, se detenían cuanto menos 1.07 veces, en el recorrido y en la dirección Sur, dos de cada tres vehiculos lo hacían en el periodo nocturno.

En resumen, se observaban características operacionales muy pobres en los tres carriles de circulación, en la dirección Sur, durante el período nocturno y en la dirección Norte durante el período matutino. Durante el período vespertino se presentaban características muy semejantes en ambos sentidos de circulación.

Las velocidades integrales promediadas en todo el trayecto del estudio, solo se mantenían semejantes a la reglamentaria en el carril de 40 a determinados períodos en cada dirección, sin embargo durante las horas críticas en ningún carril y dirección se mantenían a valores aceptables. En el carril de 40 bajaba en un 23%, en el de 60 bajaba en un 27% y en el de 70 hasta un 36%, con respecto a la velocidad permitida.

Durante las horas críticas de los tres períodos, en la dirección Norte, las velocidades integrales en los carriles de 60 y de 70 se mantenían aproximadamente iguales.

#### "RUTAS OPTATIVAS"

En la ruta optativa 1, la velocidad integral se mantenía mayor en la dirección Sur, durante los tres períodos estudiados. Los valores mínimos observados, ocurrieron durante el período matutino y nocturno en la dirección Norte.

En la ruta optativa 2, durante el período matutino en la dirección Norte, la velocidad integral fué mayor que en la dirección Sur y en los otros períodos, el comportamiento fué similar al de la ruta optativa 1.

Las velocidades de marcha que se mantenían en las rutas optativas, eran muy semejantes a las que se presentaban en el carril de 40 del --- Periférico Poniente, sin embargo, las velocidades integrales están muy por debajo de cualquier valor correspondiente en esa vía, para la misma dirección y mismo período.

#### III.3.- Puntos Críticos

Como se dijo anteriormente, las condiciones operacionales que prevalecían a lo largo de los trayectos estudiados, no se mantienen constantes, sino que sufren modificaciones que las empeoran en determinados puntos del recorrido. Cuando la localización de los puntos críticos --

está definida dentro de un sector, forman las zonas críticas, es decir aquellas en las que bajan las condiciones operacionales.

Con objeto de localizar las zonas críticas en cada uno de los trayectos analizados, se consignaron todos los puntos críticos que presentaron condiciones operacionales deficientes, en relación con el comportamiento general del vehículo en el trayecto.

En el Periférico Poniente, se localizó la zona crítica para ambos sentidos de circulación, entre la Avenida del Conscripto y la calle Central, un poco al Sur del entronque del Viaducto Miguel Alemán. La mayor parte de los conflictos que se presentaron ocurrieron en esa zona, el total de paradas efectuadas, excepto una a la altura de Olivarde los Padres, se hicieron dentro de la zona. En la dirección Sur el 86% de los retardos y en la dirección Norte el 95% ocurrieron dentro de esa zona.

En las rutas optativas se presentaron dos zonas críticas importantes, las que están localizadas al Norte entre la Avenida San Joaquín y Reforma y al Sur entre San Antonio y Viaducto Miguel Alemán.

Fuera de estas zonas destacaban puntos críticos aislados, como las esquinas Revolución con Barranca del Muerto y Patriotismo con Río Mixcoac.

#### III.4.- Velocidad en Zonas Críticas

La caída de velocidad con respecto a la velocidad integral, sostenida en todo el trayecto en la zona crítica del Periférico Poniente, se manifiesta con menor intensidad en la dirección Sur, en el carril de 40 en los periodos vespertino y nocturno 19 y 33% respectivamente; en el carril de 60 en el periodo nocturno con el 22% y en el carril de 70 durante los periodos vespertino y nocturno con el 21% ambos.

En la dirección Norte, las caídas de velocidad en la zona crítica ocurren durante el periodo matutino, descendiendo el 18% en el carril de 40, el 37% en el de 60 y el 29% en el carril de 70.

En las rutas optativas 1 y 2, las caídas de velocidad en la zona crítica, resultaron más erráticas. Los porcentajes máximos de caída,



de la velocidad integral en la zona crítica con respecto a la sostenida en todo el trayecto, alcanzaban estos valores: en la ruta 1 en dirección Norte durante el período matutino descendía el 12% y en dirección Sur caía el 21% durante el período nocturno; en la ruta 2 en dirección Norte caía el 18% en el período nocturno y en dirección Sur -- caía el 23% durante el período vespertino.

### III.5.- Clasificación de Causas de Demora.

Es importante conocer también las causas que ocasionan el retardo del movimiento continuo de los vehículos.

En el Periférico Poniente y en las rutas optativas correspondientes, se encontraron que las paradas que se hicieron, así como las reducciones de velocidad perceptibles fueron debidas a las causas que se indican en la Tabla III.2, que además cuantifican el número de veces que se observaron.

De las catorce causas más importantes que obligaron a detenerse totalmente al vehículo, destacan en el Periférico Poniente en primer término la del congestionamiento y en segundo lugar la localización de salidas y el tercer lugar por entradas.

Las principales causas que provocaron reducciones notables de velocidad fueron: Congestionamiento, Pendiente Fuerte y Curva Forzada.

Los comportamientos de las corrientes vehiculares en las rutas -- optativas 1 y 2, son muy semejantes entre sí. Destacan como causas -- principales de la detención del vehículo, la localización de semáforo y el congestionamiento y con la misma importancia la de la existencia de los vehículos parados en doble fila y la presencia de topes.

Las tres principales causas que provocaron retardos en las rutas -- optativas son: presencia de topes, congestionamiento y vehículos en do ble fila.

### III.6.- Planos de Curvas Isócronas

Simultáneamente con las observaciones de campo para el análisis -- de Velocidad y Retardo, se fijaron puntos de control a lo largo de los

TABLA III.2

CUANTIFICACION DE CAUSAS DE DEMORA

CAUSAS DE DEMORAS		PERIFERICO PONIENTE				OPTATIVA 1				OPTATIVA 2			
		SUR		NORTE		SUR		NORTE		SUR		NORTE	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
CONGESTIONAMIENTO	RED. VEL.	111	55%	112	64%	22	37%	7	12%	16	44%	16	36%
	(PARADA)	35	81%	29	71%	12	12%	4	4%	12	12%	5	4%
SEMAFORO	RED. VEL.												
	(PARADA)					80	83%	78	80%	78	78%	101	89%
PENDIENTE FUERTE	RED. VEL.	33	16%	9	5%								
	(PARADA)			1	2%								
CURVA FORZADA	RED. VEL.	26	13%	27	15%								
	(PARADA)	2	5%	3	7%								
ACCIDENTE	RED. VEL.												
	(PARADA)	2	5%					1	1%	1	1%		
ENTRADA.	RED. VEL.	6	3%	14	8%								
	(PARADA)			6	15%								
SALIDA	RED. VEL.	25	13%	10	6%								
	(PARADA)	4	9%										
DESCOMPOSTURA	RED. VEL.			3	2%								
	(PARADA)			2	5%							1	1%
ASCENSO Y DESCENSO DE PASAJEROS	RED. VEL.					2	3%	3	5%	1	3%	1	2%
	(PARADA)					1	1%			1	1%		
VEHICULOS EN VUELTA IZQUIERDA	RED. VEL.					4	7%	1	2%	1	3%	2	5%
	(PARADA)					1	1%	1	1%			2	2%
VEHICULOS EN VUELTA DERECHA	RED. VEL.							5	9%				
	(PARADA)							1	1%				
VUELTA EN DOBLE FILA	RED. VEL.					8	14%	16	28%	1	3%	2	5%
	(PARADA)					3	3%	5	5%	2	2%	2	2%
PEATONES CRUZANDO	RED. VEL.					1	2%	1	2%			1	2%
	(PARADA)							1	1%			1	1%
PRESENCIA DE TOPES	RED. VEL.					22	37%	24	42%	17	47%	22	50%
	(PARADA)							7	7%	6	6%	1	1%

(1) Número de veces en que se presentó la causa.  
 (2) Porcentaje del total.

recorridos, con el fin de procesar la información referida a los tiempos promedio invertidos en el trayecto entre el punto de partida localizado en el origen del recorrido y cada uno de los puntos de control establecidos.

Los puntos de partida se localizaron al Sur en la intersección de la Avenida San Jerónimo con el Periférico Poniente y en la intersección de San Jerónimo con la Avenida Revolución para las rutas optativas 1 y 2. El punto de partida Norte, se localizó para los vehículos que viajaban en dirección Sur, sobre el Periférico Poniente en el cruce con la Avenida del Conscripto y para las rutas optativas 1 y 2 sobre la Avenida Río San Joaquín frente a El Toreo.

Con los datos que se recabaron durante los distintos recorridos, se permitieron los resultados de cada uno de ellos y se obtuvieron los puntos en los cuales el vehículo se desplazaba en 60 segundos. Se calcularon las familias de puntos correspondientes para cada sentido de circulación y para cada uno de los carriles del Periférico Poniente.

En las rutas optativas 1 y 2 se encontró que la variación entre la localización de los puntos de los recorridos hacia al Norte y hacia el Sur, es muy pequeña y por lo tanto se promediaron los resultados y se localizó una sola familia de puntos que cubría ambos sentidos de circulación.

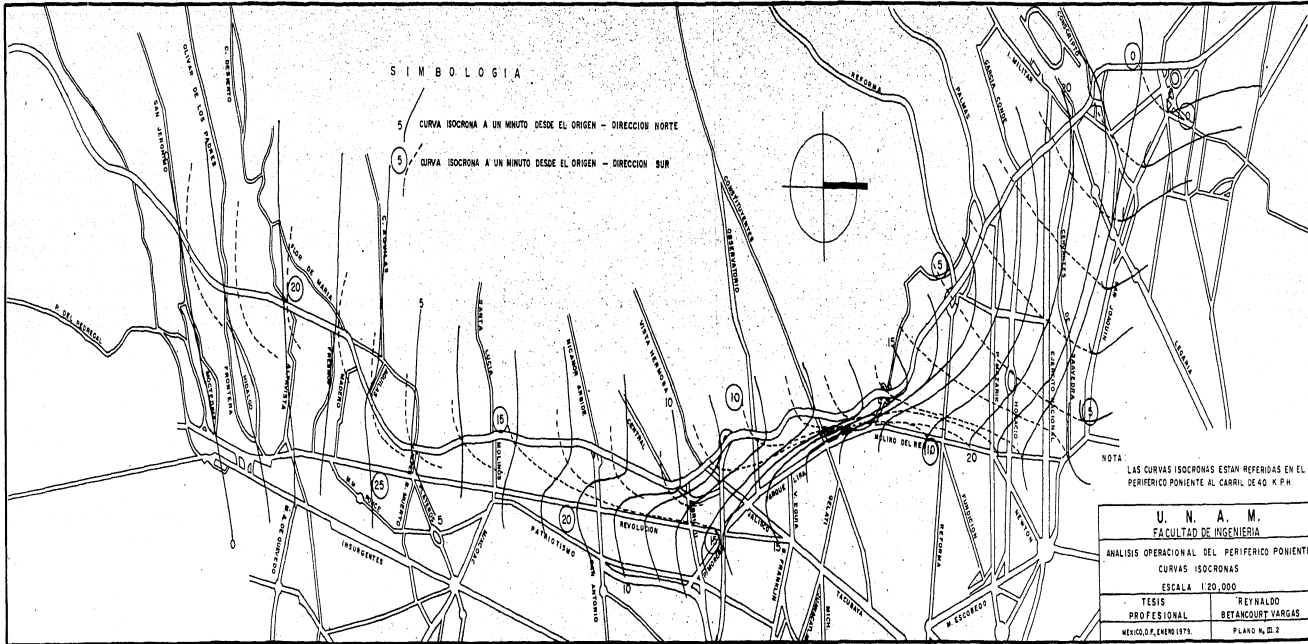
Con la obtención de estos puntos que aparecen en la Tabla III.3, se elaboraron los planos III.2, III.3 y III.4 de curvas isócronas referidos a cada uno de los tres carriles caracterizados por la limitación de la velocidad impuesta por la Dirección de Tránsito.

Es fácil apreciar en los tres casos, la forma en que se aproximan las curvas dentro de la zona crítica tanto en uno como en otro sentido, siendo éste resultado de la baja de velocidad que sufrían los vehículos en esas zonas.

## T A B L A III.3

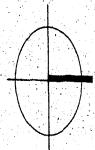
RELACION DE FAMILIA DE PUNTOS PARA TIEMPOS IGUALES DE REGRESO  
 POR CARRIL Y SENTIDO DE CIRCULACION

CURVAS ISOCRONAS (A UN MINUTO)	CARRIL DE 70		CARRIL DE 60		CARRIL DE 40	
	AL NORTE	AL SUR	AL NORTE	AL SUR	AL NORTE	AL SUR
1	990	840	960	800	775	730
2	970	910	1020	800	730	660
3	1020	900	1010	800	710	610
4	1020	830	1020	820	710	610
5	1020	810	1000	800	790	610
6	1060	810	1020	820	680	610
7	1060	810	990	790	730	600
8	1080	730	990	880	730	600
9	890	920	660	1000	730	600
10	800	1020	770	960	710	600
11	960	990	790	1020	610	600
12	950	1040	700	1040	610	640
13	750	1140	740	1030	675	630
14	840	370	750	990	680	630
15	820	1000	820	1050	610	640
16	370	1060		990	650	650
17					650	650
18					560	670
19					560	710
20					590	710
21					610	640
22					610	750



SIMBOLOGIA

- 5 CURVA ISOCRONA A UN MINUTO DESDE EL ORIGEN - DIRECCION NORTE
- 5 CURVA ISOCRONA A UN MINUTO DESDE EL ORIGEN - DIRECCION SUR



NOTA:  
LAS CURVAS ISOCRONAS ESTAN REFERIDAS EN EL PERIFERICO PONIENTE AL CARRIL DE 40 K.P.H.

<b>U. N. A. M.</b>	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANALISIS OPERACIONAL DEL PERIFERICO PONIENTE	
CURVAS ISOCRONAS	
ESCALA 1:20,000	
TESIS PROFESIONAL	REYNALDO BETANCOURT VARGAS
MEXICO, D.F., ENERO 1979.	PLANO N. 2.2





## CAPITULO IV

## ORIGEN Y DESTINO

Con el propósito de conocer en forma detallada la trayectoria -- que siguen los vehículos, que circulan dentro del Periférico Poniente que se analiza, fué conducida una investigación vial que consistió en registrar la entrada y salida de todos los vehículos, que utilizaron la vía dentro de un período de tiempo previamente determinado.

Los trabajos estuvieron a cargo del personal del Departamento -- del Distrito Federal, quienes fueron auxiliados y dirigidos por personal de la Secretaría de Obras Públicas.

Para llevar a cabo la investigación, se utilizó el método de lectura de placas, que consiste en identificar al vehículo por los caracteres que aparecen en la placa de circulación. En cada punto de entrada o salida a la vía analizada, se registra el paso del vehículo consignándose como información complementaria las características del mismo, a efecto de disponer de la composición del tránsito en los días -- que se llevó a cabo la prueba.

En virtud de que ésta etapa de recopilación, se cubrió analizando el total de vehículos que entran y salen, se dispuso en forma simultánea de los volúmenes horarios de los vehículos que circulan por las -- rampas de entrada y salida, durante el lapso que duró la observación.

#### IV.1.- Líneas de demanda de movimiento

Para conocer las líneas de demanda de movimiento entre los distintos puntos de entrada y salida al Periférico Poniente, se apostaron -- observadores que cubrieron cada uno de los sentidos de circulación. -- En el sentido Sur se cubrieron las 28 entradas y las 30 salidas localizadas en la margen Poniente de la vía y en el sentido Norte se cubrieron las 29 entradas y las 32 salidas que están localizadas dentro del tramo de estudio, en la margen Oriente.

Las observaciones fueron conducidas durante 2 períodos de 7 horas en 2 días hábiles consecutivos para cada uno de los 2 sentidos de cir-



culación. Se trasladó la información correspondiente a las 2 horas -- de medio día y por lo tanto, se cubrió un período total de 12 horas de las 7:00 A.M. a las 7:00 P.M.

Con los datos que se obtienen de la recopilación de información y debidamente procesados, se conocen las líneas de demanda entre los puntos de entrada y salida caracterizando la magnitud correspondiente pa- cada caso. De éste conocimiento parten las bases para efecto de reali- zar estudios posteriores, a fin de analizar modificaciones al trazo de la vía o plantear y evaluar distintas posibilidades de solución ante - planteamiento de mejoras viales.

#### IV.2.- Puntos Críticos

Aún cuando por todas y cada una de las entradas y salidas del Pe- riférico Poniente, en uno y en otro sentido de circulación, se regis- traron volúmenes de diferentes magnitudes, solamente en 16 puntos en - el sentido Sur y 17 en el sentido Norte, se apreciaron que alcanzan va lores importantes. Esta múltiple ocupación de las rampas, hace que -- puedan definir como puntos críticos, ya que será en estos lugares en - donde deberá darse mayor atención al análisis de capacidad.

En lo general existe una tendencia definida, en cuanto a los movi mientos direccionales de entrada y salida, fenómeno que puede analizar se sumando algebraicamente los volúmenes observados en entrada y con - signo contrario a los de salida. Con esta diferencia, se puede esta- blecer si el punto crítico corresponde a una situación preferencial de entrada o salida, independientemente de que ambos movimientos sean im- portantes. De acuerdo con lo anterior, en el sentido Sur, existe una- tendencia de entrada de tránsito considerable por las de "Legaria y -- "Ejército": en la entrada y salida de "Palmas" y "Nasaryk" está casi - balanceado y vuelve la tendencia de salir en forma significativa en el entronque de "Reforma". Se siguen recibiendo aportaciones de los en- tronques intermedios hasta la salida al "Viaducto Miguel Alemán", don- de se acusa una fuerte cantidad de vehículos que abandonan la vía. -- Siguiendo hacia el Sur, continúan saliendo aún cuando en menor escala-

en "San Antonio", "Rio Mixcoac", "Molinos", "Barranca del Muerto", etc.

En el sentido Norte, se puede decir que la vía funciona como colectora, ya que se acusan fuertes entradas desde la Avenida San Jerónimo-- hasta la Avenida Jalisco, en donde se presentan más salidas que entra - das y se repite en forma esporádica el fenómeno en "Constituyentes" al Oriente, en "Reforma" y "Ejercito Nacional".

La localización de los puntos críticos y los volúmenes vehiculares en las principales rampas de entrada y salida al Periférico Poniente -- aparecen referidas en la Tabla IV.1, para cada uno de los sentidos de - circulación.

TABLA IV I

VOLUMENES VEHICULARES EN LAS PRINCIPALES RAMPAS DE  
ENTRADA Y SALIDA DEL PERIFERICO PONIENTE \*

LOCALIZACION	SENTIDO SUR		SENTIDO NORTE	
	SALIDA A	ENTRADA A	SALIDA A	ENTRADA A
SAN JOAQUIN.	2988	----	2663	----
LEGARIA.	----	5742	3502	----
EJERCITO NACIONAL.	3006	7249	2862	2760
PALMAS.	6397	6090	3361	4222
MAZARIK.	6397	6090	2800	2544
REFORMA ORIENTE.	8050	4574	728	5340
REFORMA PONIENTE.	2159	2341	4394	2275
MOLINO DEL REY ORIENTE.	2184	2472	1650	810
CONSTITUYENTES ORIENTE.	1455	720	2040	1540
CONSTITUYENTES PONIENTE.	----	----	1000	2096
OBSERVATORIO PONIENTE.	----	----	1650	CERRADO
VIADUCTO.	16326	6353	3111	6680
JALISCO.	----	----	2891	1460
SAN ANTONIO.	4644	3988	4351	5212
RIO BECERRA.	546	2772	721	----
RIO MIXCOAC ORIENTE.	4747	----	1113	6320
MOLINOS.	2408	----	2100	1902
BARRANCA DEL MUERTO.	6787	3060	2212	6550
LAS FLORES.	1733	----	1510	2505
ALTA VISTA.	4427	1669	1464	4604
AVENIDA TOLUCA.	2078	1802	820	2904
UNIDAD INDEPENDENCIA.	2176	----	----	----
SAN JERONIMO.	5985	----	660	1184

\* Volúmenes horarios correspondientes a dos períodos medidos en dos días hábiles consecutivos, entre las 7.00 y las 19.00 horas.

## CAPITULO V

## CAPACIDAD VIAL

Los criterios de análisis para el estudio del Periférico Poniente, se cita al Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras editado por la Secretaría de Obras Públicas, 1971, en el cual se indican las siguientes:

V.1 Definiciones.a).- Capacidad

Capacidad de un camino, o de un carril, es el número máximo de vehículos que pueden circular por él durante un período de tiempo determinado y bajo condiciones prevalecientes, tanto del propio camino como de la operación del tránsito. La capacidad se expresa en términos de vehículos por hora.

Las condiciones prevalecientes en un tramo del camino, pueden dividirse en tres grupos generales:

1.- Condiciones establecidas por las características físicas del camino, como alineamiento horizontal y vertical, número de carriles, -obstrucciones laterales, etc.

2.- Condiciones establecidas por las características del tránsito como, composición, clasificación y distribución vehicular.

3.- Condiciones establecidas por las características ambientales como, lluvia, niebla, visibilidad, frio, calor, los vientos, etc.

Sin embargo, las características ambientales no serán discutidas en el inciso anterior, debido a que los datos disponibles son limitados.

b).- Nivel de Servicio

Nivel de Servicio es un término que denota un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un carril o camino - dado, cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se puede-

citar: la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Un determinado carril o camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio. Los diferentes niveles de servicio de un camino específico son función del volumen y composición del tránsito, así como las velocidades que pueden alcanzar en ese camino.

### c).- Volumen de servicio

A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tránsito, al cual se le llama Volumen de servicio para ese nivel. Por lo tanto, puede definirse el Volumen de Servicio, como el máximo número de vehículos que pueden circular por un camino durante un período de tiempo determinado, bajo las condiciones de operación correspondiente a un seleccionado nivel de servicio. El Volumen de Servicio máximo equivale a la capacidad, y lo mismo ésta, los volúmenes de Servicio se expresan normalmente en vehículos por hora.

El número total de vehículos que circula por un punto dado en un período de tiempo determinado, representa al volumen de demanda y se expresa como volumen horario.

V.2.- Del Nivel de Servicio, condiciones de la circulación, velocidades de operación y de la relación  $v/c$ .

Las velocidades de operación y las relaciones volumen de demanda - capacidad ( $v/c$ ), son los factores más apropiados para usarse en la identificación de los Niveles de Servicio. Estos mismos factores se utilizarán por consiguiente para el análisis en el caso particular de autopistas y vías rápidas. Por lo anterior se considera que la velocidad de operación en el Periférico Poniente a la que alcanza la capacidad de la vía principal, es la misma en los tres carriles de circulación.

En la Tabla V.1, se especifican las condiciones de la circulación, las velocidades de operaciones que se representan para cada uno de los niveles de servicio, en una autopista urbana con acceso controlado de -

sois carriles tres en cada sentido de circulación y la relación volumen de demanda/capacidad.

T A B L A V.1

CLASIFICACION DE NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DE LA CIRCULACION	RANGO DE LAS VELOCIDADES DE OPERACION Km/h	$\frac{V}{C}$
A	FLUJO LIBRE	95 - 110	0.40
B	FLUJO ESTABLE	90 - 95	0.58
C	FLUJO ESTABLE	80 - 90	0.80
D	FLUJO CASI INESTABLE	65 - 80	0.90
E	FLUJO INESTABLE (CAP.)	50 - 55	1.00
F	FLUJO FORZADO	MENORES DE 50	

### V.3.- Análisis Operacional

Para el análisis operacional del Periférico Poniente, se considera en conjunto a cada uno de los elementos que integran las características de operación de la vía principal, de las rampas de entra y salida y el efecto de las calles laterales sobre los volúmenes de tránsito en el carril 1.

#### V.3.1.- De las Características del Tránsito.

##### a).- Composición del Tránsito.

En el Periférico Poniente y en lo particular al Carril 1, la composición vehicular en cada sentido de circulación, representan uno de los elementos que más influye en la capacidad de la vía y como antes se establecieron las cinco estaciones de aforo a lo largo del Periférico Poniente, por lo tanto se subdivide cada estación en segmentos de influencia, en los cuales se consideró constante la composición vehicular de cada estación.

##### b).- Distribución del Tránsito

Para efecto de cálculo, se considera que la distribución en cada sentido carece de importancia, de acuerdo con los valores indicados en la Tabla I.6-B, en donde prácticamente la distribución vehicular se -- considera equilibrada.

### V.3.2.- De las Características Físicas

Los factores relativos al camino, son todos aquellos elementos -- físicos propios del proyecto geométrico, que tiene influencia directa o indirecta en la capacidad y en el volumen de Servicio. Estos factores son: el ancho de carril, los obstáculos laterales, los acotamientos, los carriles auxiliares y las características de los alineamientos horizontal y vertical.

#### a).- Ancho de Carril

El ancho de la calzada en el Periférico Poniente es de 11 m., el cual se conserva a todo lo largo del mismo, por lo tanto para el análisis se considera un ancho de 3.65 m. para cada carril.

#### b).- Obstáculos Laterales.

En todo el desarrollo del tramo en estudio, las distancias a obstáculos laterales están restringidos a 0.00 m., del lado del carril 3 en cada sentido de circulación por la faja separadora central y del lado del carril 1, por los postes, señales, estribos de pasos a desnivel y parapetos de puentes.

#### c).- Combinación del ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales.

Dado que los obstáculos laterales, producen el mismo efecto que el ancho de carril; en la práctica puede considerarse el efecto combinado de ambos elementos. En la Tabla V.2, se muestra el efecto combinado del ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales en uno o en ambos lados de la calzada.

#### d).- Camiones y Pendientes longitudinales

Debido a que los camiones son más grandes que los vehículos ligeros, aquellos ocupan mayor espacio; de ahí, que siempre deberá consi-

TABLA V.2

EFFECTO COMBINADO DEL ANCHO DEL CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS DIVIDIDAS DE 6 Y 8 CARRILES CON CIRCULACION CONTINUA.

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo ( en m. )	Factor de ajuste, W, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales							
	Obstáculos a un lado de un sentido de circulación.				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación			
	Carriles en metros				Carriles en metros			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
1.80	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.20	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.60	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.83	0.75
0.00	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70



dorarse su influencia en los Volúmenes de Servicio de autopistas.

Desde el punto de vista del volumen de Servicio y de la Capacidad, el principal criterio para evaluar las pendientes, es su efecto en las características de operación de camiones. El efecto que tienen los camiones en un tramo largo de autopista, es diferente del efecto sobre una pendiente específica dentro de ese tramo.

Para el análisis de pendiente específicas en autopistas, en la Tabla V.3, se indican las equivalencias de vehículos ligeros ( $E_t$ ), en función de la pendiente longitudinal con rangos de longitudes en cada pendiente específica y los niveles de Servicio con los porcentajes de camiones. En la Tabla V.3 se elige la equivalencia de vehículos ligeros por camión, la cual se aplica a la Tabla V.4; esta Tabla considera la equivalencia de vehículos ligeros y el porcentaje de camiones en la corriente del tránsito o bien se aplica la siguiente fórmula:

$$T_c \text{ o } T_1 = \frac{100}{100 - P_t + E_t P_t}$$

En donde:  $T_c$  ó  $T_1$  factor de ajuste a la Capacidad ó a un Nivel de Servicio dado, por vehículos pesados.

$P_t$  porcentaje de vehículos pesados.

$E_t$  equivalencia en vehículos ligeros.

#### V.4. - Cálculo de Capacidad

La fórmula básica para calcular la Capacidad de la Vía con circulación continua es:

$$c = 2000 N v/c W T_c$$

en donde:  $c$  = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

$N$  = Número de carriles (en un sentido).

$v/c$  = Relación volumen - capacidad (para este caso  $v/c = 1$ )

$W$  = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la Tabla V.2.

TABLA V.3. - EQUIVALENCIAS DE VEHICULOS LIGEROS POR CAMION, PARA SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES.

Pendiente	Longitud de la Pendiente (Km)	Equivalencia en vehiculos ligeros, Et														
		Niveles de servicio entre A y C para:					Niveles de servicio D y E para:									
		3% Camión	5% Camión	10% Camión	15% Camión	20% Camión	3% Camión	5% Camión	10% Camión	15% Camión	20% Camión					
0.1	Todas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
2	0.4-0.8	5	4	4	3	3	5	4	4	3	3	4	3	3		
	1.2-1.6	7	5	5	4	4	7	5	5	4	4	5	4	4		
	2.4-3.2	7	6	6	6	6	7	6	6	6	6	6	6	6		
	4.8-6.4	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8	8	8	8		
	8.0	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8	8	8	8		
3	0.4	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3
	0.8	10	8	5	4	4	10	6	5	4	4	10	6	5	4	4
	1.2	10	8	6	5	5	10	8	5	4	5	10	8	5	4	5
	1.6	10	8	6	5	6	10	8	6	5	6	10	8	6	5	6
	2.4	10	9	7	7	7	10	9	7	7	10	9	7	7	7	
	3.2	10	9	8	8	8	10	9	8	8	10	9	8	8	8	
	4.8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
	6.4	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11	10	10	11	11	
	8.0	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11	10	10	11	11	
	10.0	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11	10	10	11	11	
4	0.4	12	9	5	4	3	13	9	5	4	3	13	9	5	4	3
	0.8	12	9	5	5	5	13	9	5	5	5	13	9	5	5	
	1.2	12	9	7	7	7	13	9	7	7	7	13	9	7	7	
	1.6	12	10	8	8	8	13	10	8	8	8	13	10	8	8	
	2.4	12	11	10	10	10	13	11	10	10	10	13	11	10	10	
	3.2	12	11	11	11	11	13	12	11	11	11	13	12	11	11	
	4.8	12	12	13	13	13	13	13	14	14	14	13	14	14	14	
	6.4	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15	13	14	16	15	
	8.0	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15	13	14	16	15	
	10.0	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15	13	14	16	15	
5	0.4	13	10	6	4	3	14	10	6	4	3	14	10	6	4	3
	0.8	13	11	7	7	7	14	11	7	7	7	14	11	7	7	
	1.2	13	11	9	8	8	14	11	9	8	8	14	11	9	8	
	1.6	13	12	10	10	10	14	12	10	10	10	14	12	10	10	
	2.4	13	13	12	12	12	14	14	13	13	13	14	14	13	13	
	3.2	13	14	14	14	14	14	15	15	15	15	14	15	15	15	
	4.8	13	15	16	16	16	14	17	17	17	17	14	17	17	17	
	6.4	13	17	19	19	17	16	19	22	21	21	16	19	22	21	
	8.0	13	17	19	19	17	16	19	22	21	21	16	19	22	21	
	10.0	13	17	19	19	17	16	19	22	21	21	16	19	22	21	
6	0.4	14	10	6	4	3	15	10	6	4	3	15	10	6	4	3
	0.8	14	11	8	8	8	15	11	8	8	8	15	11	8	8	
	1.2	14	12	10	10	10	15	12	10	10	10	15	12	10	10	
	1.6	14	13	12	12	11	15	14	13	13	13	15	14	13	13	
	2.4	14	14	14	14	14	15	16	15	15	15	15	16	15	15	
	3.2	14	15	16	16	15	15	18	18	18	18	15	18	18	18	
	4.8	14	16	18	18	17	15	20	20	20	20	15	20	20	20	
	6.4	14	18	20	20	20	20	23	23	23	23	20	23	23	23	
	8.0	14	18	20	20	20	20	23	23	23	23	20	23	23	23	
	10.0	14	18	20	20	20	20	23	23	23	23	20	23	23	23	

Tabla V.4 FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONER Y AUTOMOBILES EN AUTOPISTAS, CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES Y CARRETERAS DE DOS CARRILES

Porcentaje de Camiones, P <sub>c</sub> (%)	FACTOR DE AJUSTE <sup>a</sup> POR CAMIONES Y AUTOMOBILES EN AUTOPISTAS, CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES Y CARRETERAS DE DOS CARRILES																													
	PORCENTAJE DE AUTOMOBILES, P <sub>a</sub> (%)																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60							
2	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88	0.87	0.86	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.74	0.70	0.66	0.63	0.57	0.53	0.48	0.45	0.40	0.38	0.36	
3	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.67	0.63	0.59	0.55	0.53	0.50	0.46	0.42	0.38	0.35	0.30	0.28	0.26	0.25	
4	0.97	0.95	0.92	0.90	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.74	0.70	0.66	0.63	0.57	0.53	0.50	0.46	0.42	0.38	0.35	0.31	0.27	0.23	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	
5	0.96	0.93	0.89	0.88	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.68	0.64	0.61	0.56	0.50	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31	0.27	0.23	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	
6	0.95	0.91	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.46	0.40	0.38	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18	
7	0.94	0.89	0.85	0.81	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	
8	0.93	0.88	0.83	0.79	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.38	0.32	0.29	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	
9	0.93	0.88	0.81	0.76	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.33	0.29	0.26	0.24	0.22	0.20	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	
10	0.92	0.86	0.79	0.74	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.35	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	
11	0.91	0.83	0.77	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.45	0.42	0.38	0.35	0.33	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	
12	0.90	0.82	0.75	0.69	0.65	0.60	0.57	0.53	0.50	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31	0.27	0.23	0.21	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	
13	0.89	0.81	0.74	0.68	0.64	0.59	0.55	0.51	0.48	0.45	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29	0.25	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	
14	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	0.58	0.52	0.49	0.46	0.43	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.24	0.20	0.18	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	
15	0.88	0.78	0.70	0.64	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.37	0.34	0.31	0.28	0.26	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	
16	0.87	0.77	0.69	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.24	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	
17	0.86	0.76	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.23	0.20	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	
18	0.85	0.75	0.67	0.60	0.54	0.49	0.46	0.42	0.40	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.19	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	
19	0.85	0.74	0.66	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.35	0.32	0.28	0.26	0.24	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	
20	0.84	0.73	0.64	0.57	0.51	0.47	0.43	0.40	0.37	0.34	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21	0.17	0.15	0.13	0.12	0.10	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	
22	0.83	0.71	0.61	0.54	0.48	0.44	0.40	0.37	0.35	0.32	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	
24	0.81	0.68	0.59	0.52	0.47	0.42	0.38	0.35	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.19	0.18	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	
26	0.80	0.67	0.57	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.31	0.28	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	
28	0.79	0.65	0.55	0.48	0.42	0.38	0.35	0.32	0.29	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	
30	0.78	0.63	0.53	0.46	0.41	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.22	0.20	0.18	0.16	0.15	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	
35	0.75	0.60	0.49	0.42	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.20	0.17	0.16	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	
40	0.72	0.58	0.46	0.39	0.34	0.30	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.15	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
45	0.69	0.53	0.43	0.36	0.31	0.27	0.25	0.22	0.20	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
50	0.67	0.51	0.40	0.34	0.29	0.25	0.23	0.20	0.18	0.17	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
55	0.65	0.48	0.38	0.32	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
60	0.63	0.46	0.36	0.30	0.25	0.22	0.19	0.17	0.16	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
65	0.61	0.44	0.34	0.28	0.24	0.21	0.18	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
70	0.59	0.42	0.31	0.27	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.07	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	
75	0.57	0.40	0.31	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	
80	0.56	0.39	0.30	0.24	0.20	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	
90	0.53	0.36	0.27	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	
100	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.14	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	

a.- De la tabla V.3

b.- Calculados con la fórmula  $100/(100-P_c + E_p)$  ó bien  $100/(100 - P_c + E_p)$  Aplíquese esta fórmula para otros porcentajes

c.- Cuando la proporción de autobuses sea importante, úsese una equivalencia para camiones y otra para autobuses ob-  
teniendo factores de ajuste independientes.

$T_c$  = Factor de ajuste a la Capacidad, por vehículos pesados.

#### V.4.1.- Capacidad de la Vía Principal

En las Tablas V.5 y V.6, se indican los resultados del análisis de Capacidad, en las cuales se observan las Capacidades y los volúmenes de Demanda, así como las relaciones Volúmenes de Demanda/Capacidad para cada segmento de la Vía Principal.

Con base a las relaciones v/c de 1971 (Tablas V.5 y V.6) se preparó la Tabla V.7, para el pronóstico de las mismas relaciones v/c en los años 1980, 1985, 1990 y 1995, considerando el incremento de los volúmenes de demanda a partir de 1971, de acuerdo a la Gráfica II.5. - En los planos V.1, V.2 y V.3 se han representado esquemáticamente los valores de la relación v/c de los años que anteriormente se han citado.

#### V.4.2.- Capacidad de las Rampas de Entrada y Salida

La Capacidad de una rampa puede ser limitada por cualquiera de sus partes componentes: la rampa propiamente dicha (segmento central o ancho uniforme), la rampa terminal de entrada (de la rampa a la autopista) y la rampa terminal de salida (de la autopista a la rampa).

Para la rampa propiamente en la Tabla V.8, se indican las capacidades de un carril en operación en función de las pendientes longitudinales, sus velocidades, la proporción de vehículos pesados y las recomendaciones para el caso de enlaces del tipo de gazas y el caso de rampas con dos carriles en operación.

Para la rampa terminal de entrada, las capacidades intervienen ambos los vehículos que entran desde la rampa y aquellos que transitan en el carril exterior a lo largo de la autopista ( $V_1$ ). El volumen a lo largo del tránsito que ocupa el carril adyacente a la rampa, depende de las condiciones del camino y del tránsito, tales como la proximidad a las rampas anteriores y posteriores y el volumen de tránsito que usan esas rampas; el volumen total del tránsito en la autopista; y el número de carriles de la autopista. En las Figuras V.1 y V.3 contienen las ecuaciones para estimar el volumen de tránsito de paso, antes-

TABLA V.5 CAPACIDADES EN EL PERIFERICO PONIENTE  
(SENTIDO NORO E)

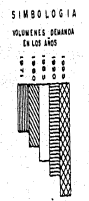
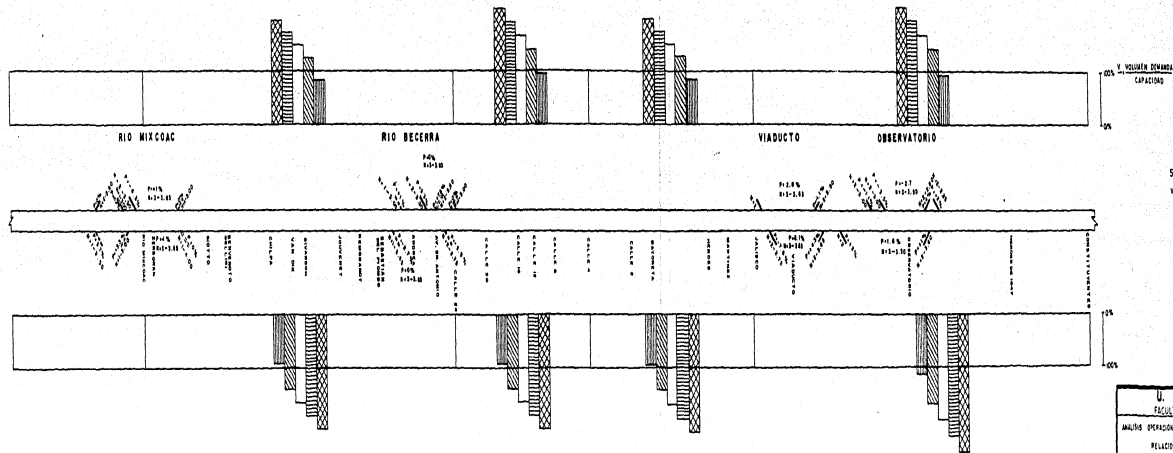
SEGMENTO		Ancho de Carril (m)	Pendiente (%)	Long. de pendiente (m)	Distancia a obstáculo laterales (m)	% DE VEH. PASADOS			CAP. Ideal p. carril (vph)	FACTORES DE AJUSTE		CAPACIDADES:			VOLUMEN DE DEMANDA (vph)	RELACION VOLUMEN DE DEMANDA/CAPACIDAD
DE	A					Carril 1	Carril 2 y 3	W <sub>c</sub>		T <sub>c</sub>	Carril 1	Carril 2 y 3	TOTAL			
Miguel Lanza Duret	150 m. después de Legaria.	3.65	-0.6%	800	0	32	0	2000	0.91	0.76	1383	3640	5023	4280	0.85	
150 m. después de Legaria	Av. Homero	3.65	1.0%	400	0	32	0	2000	"	0.76	1383	3640	5023	4280	0.85	
Av. Homero	Pte. Mazarik	3.65	2.0%	550	0	37	0	2000	"	0.57	1037	3640	4677	5195	1.11	
Pte. Mazarik	Calle Volcán	3.65	-1.0%	450	0	37	0	2000	"	0.73	1329	3640	4969	5195	1.05	
Calle Volcán	Reforma	3.65	1.0%	500	0	37	0	2000	"	0.73	1329	3640	4969	5195	1.05	
Reforma	Reforma + 500 m.	3.65	0%	500	0	37	0	2000	"	0.73	1329	3640	4969	5195	1.05	
Reforma + 500 m.	Virreyes	3.65	-1.0%	550	0	37	0	2000	"	0.73	1329	3640	4969	5195	1.05	
Virreyes	Electricistas	3.65	-1.0%	1250	0	19	0	2000	"	0.84	1529	3640	5169	5850	1.13	
Electricistas	Héroes de 1847	3.65	1.0%	550	0	19	0	2000	"	0.84	1529	3640	5169	5850	1.13	
Héroes de 1847	Observatorio	3.65	-1.3%	500	0	19	0	2000	"	0.84	1529	3640	5169	5850	1.13	
Observatorio	Av. Jalisco	3.65	-1.0%	420	0	19	0	2000	"	0.84	1529	3640	5169	5850	1.13	
Av. Jalisco	Calle 4	3.65	3.5%	600	0	14	0	2000	"	0.78	1420	3640	5060	5825	0.95	
Calle 4	Calle 24	3.65	-3.0%	700	0	14	0	2000	"	0.88	1602	3640	5242	4825	0.92	
Calle 24	Jovenet	3.65	0%	550	0	14	0	2000	"	0.88	1602	3640	5242	4825	0.92	
Jovenet	Río Mixcoac	3.65	-1.0%	850	0	14	0	2000	"	0.88	1602	3640	5242	4825	0.92	
Río Mixcoac	B. del Muerto	3.65	-1.0%	1025	0	14	0	2000	"	0.88	1602	3640	5242	4825	0.92	
B. del Muerto	Las Águilas	3.65	-2.0%	800	0	14	0	2000	"	0.88	1602	3640	5242	4825	0.92	
Las Águilas	Margaritas	3.65	1.0%	950	0	22	0	2000	"	0.82	1492	3640	5132	2020	0.39	
Margaritas	Guadalupe	3.65	-4.0%	650	0	44	0	2000	"	0.69	1256	3640	4896	2020	0.41	
Guadalupe	Nayarit	3.65	2.0%	1000	0	44	0	2000	"	0.53	965	3640	4605	2020	0.44	
Nayarit	San Jerónimo	3.65	-1.6%	1000	0	44	0	2000	"	0.69	1256	3640	4896	2020	0.41	

TABLA V.6 CAPACIDADES DEL PERIFERICO PONIENTE  
(SENTIDO SUR)

SEGMENTO		Ancho de Carril (m)	Pendiente (%)	Longitud (m)	Distancia a costados laterales (m)	% DE VEH PESADOS		CAP Ideal p. carr (vph)	FACTORES DE AJUSTE		CAPACIDADES :			VOLUMEN DE DEMANDA	RELACION VOLUMEN DE DEMANDA/CAPACIDAD
DE	A					Carril 1	Carril 2 y 3		F <sub>w</sub>	F <sub>T</sub>	Carril 1	Carril 2 y 3	TOTAL		
Irisquel Lanza Duarte	150 m. después de Legaria.	3.65	0.6%	800	0	20	0	2000	0.91	0.83	1510	3640	5150	5095	0.99
150 m. después de Legaria	Ave. Romero	-	-1.0%	460	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Av. Romero	Pta. Mazarik	"	-2.0%	550	"	20	"	"	"	"	"	"	"	6040	1.17
Pta. Mazarik	Calle Volcán	"	1.0%	450	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Calle Volcán.	Reforma	"	-1.0%	500	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Reforma	Reforma + 500m	"	0%	500	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Reforma + 500 m.	Virreyes	"	1.0%	550	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Virreyes	Electricistas	"	2.0%	1250	"	23	"	"	0.59	"	1074	"	4714	4815	1.02
Electricistas	Héroes de 1847	"	-1.0%	550	"	23	"	"	0.81	"	1474	"	5114	"	0.94
Héroes de 1847	Observatorio	"	1.3%	500	"	23	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Observatorio	Av. Jalisco	"	1.0%	420	"	23	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Av. Jalisco	Calle 4	"	-3.5%	600	"	65	"	"	0.61	"	1110	"	4750	3970	0.84
Calle 4	Calle 24	"	3.0%	700	"	85	"	"	0.34	"	619	"	4259	"	0.93
Calle 24	Jouvenet	"	0.0%	550	"	85	"	"	0.61	"	1110	"	4750	"	0.84
Jouvenet	Rfo Mixcoac	"	1.0%	850	"	65	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Rfo Mixcoac	B. del Muerto	"	2.0%	1025	"	65	"	"	0.43	"	783	"	4423	"	0.90
B. del Muerto	Las Aguilas	"	2.0%	800	"	65	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Las Aguilas	Margaritas	"	-1.0%	950	"	49	"	"	0.67	"	1219	"	4859	3090	0.64
Margaritas	Guadalupe	"	4.0%	650	"	11	"	"	0.69	"	1256	"	4896	"	0.63
Guadalupe	Nayarit	"	-2.0%	1000	"	11	"	"	0.80	"	1638	"	5278	"	0.59
Nayarit	San Jerónimo	"	1.6%	1000	"	11	"	"	0.82	"	1492	"	5132	"	0.60

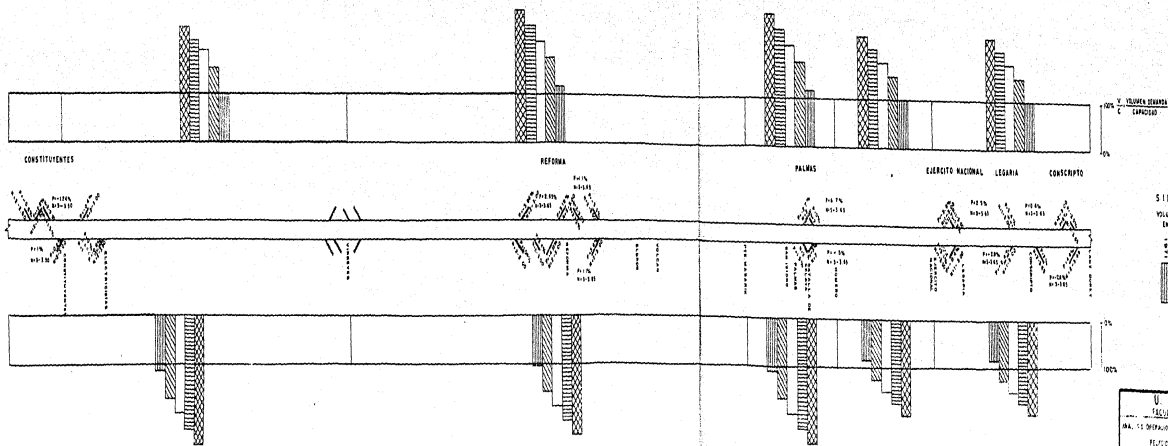
T A B L A V.7 PRONOSTICO DE LA RELACION v/c PARA LOS AÑOS QUE SE INDICAN

SEGMENTO.		AÑOS									
		1971		1980		1985		1990		1995	
DE	A	Norte	Sur	Norte	Sur	Norte	Sur	Norte	Sur	Norte	Sur
Miguel Lanz Duret	150m. después de Legaria	0.85	0.99	1.27	1.48	1.51	1.76	1.74	2.03	1.98	2.30
150 m. después de Legaria	Av. Homero	0.85	0.99	1.27	1.48	1.51	1.76	1.74	2.03	1.98	2.30
Ave. Homero	Pte. Mazarik	1.11	1.17	1.66	1.75	1.97	2.08	2.28	2.40	2.58	2.72
Pte. Mazarik	Calle Volcán	1.05	1.17	1.57	1.75	1.86	2.08	2.15	2.40	2.44	2.72
Calle Volcán.	Reforma	1.05	1.17	1.57	1.75	1.86	2.08	2.15	2.40	2.44	2.72
Reforma	Reforma + 500 m.	1.05	1.17	1.57	1.75	1.86	2.08	2.15	2.40	2.44	2.72
Reforma + 500 m.	Virreyes	1.05	1.17	1.57	1.75	1.86	2.08	2.15	2.40	2.44	2.72
Virreyes	Electricistas	1.13	1.02	1.69	1.53	2.00	1.81	2.32	2.09	2.63	2.37
Electricistas	Héroes de 1847	1.13	0.94	1.69	1.41	2.00	1.67	2.32	1.93	2.63	2.19
Héroes de 1847	Observatorio	1.13	0.94	1.69	1.41	2.00	1.67	2.32	1.93	2.63	2.19
Observatorio	Av. Jalisco	1.13	0.94	1.69	1.41	2.00	1.67	2.32	1.93	2.63	2.19
Av. Jalisco	Calle 4	0.95	0.84	1.42	1.26	1.69	1.49	1.95	1.72	2.21	1.95
Calle 4	Calle 24	0.92	0.93	1.38	1.39	1.63	1.65	1.89	1.91	2.14	2.16
Calle 24	Jovenet	0.92	0.84	1.38	1.26	1.63	1.49	1.89	1.72	2.14	1.95
Jovenet	Río Mixcoac	0.92	0.84	1.38	1.26	1.63	1.49	1.89	1.72	2.14	1.95
Río Mixcoac	Barranca del Muerto	0.92	0.90	1.38	1.35	1.63	1.60	1.89	1.85	2.14	2.09
B. del Muerto	Las Águilas	0.92	0.90	1.38	1.35	1.63	1.60	1.89	1.85	2.14	2.09
Las Águilas	Margaritas	0.39	0.64	0.58	0.96	0.69	1.14	0.80	1.31	0.91	1.49
Margaritas	Guadalupe	0.41	0.63	0.61	0.94	0.73	1.12	0.84	1.29	0.95	1.47
Guadalupe	Nayarit	0.44	0.59	0.66	0.88	0.78	1.05	0.90	1.21	1.02	1.37
Nayarit	San Jerónimo	0.41	0.60	0.61	0.90	0.73	1.06	0.84	1.23	0.95	1.40

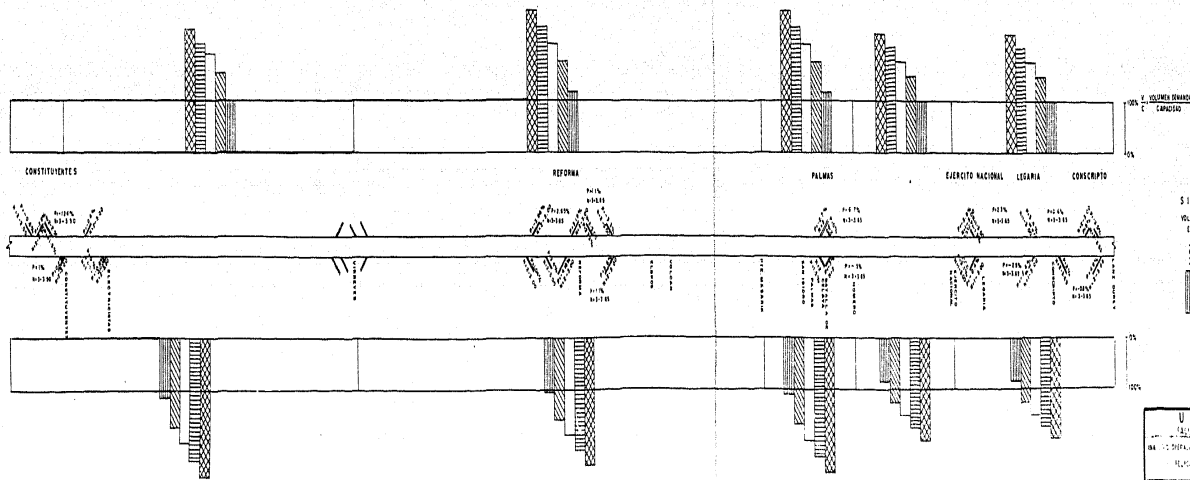


<b>U. N. A. M.</b>	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANALISIS OPERACIONAL DEL TRAFICO PONENTE	
RELACIONES VOLUMEN-CAPACIDAD	
TITULO	TRONCAL
PROFESIONAL	REYDANQUIST VARGAS
MAYOR DE ENCOMENDAS	MAYOR DE ENCOMENDAS



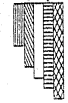


U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA  
M. C. DIPLOMADO DEL PLANIFICACION POBLACION Y DESARROLLO  
TITULO PROFESIONAL: INGENIERO EN PLANIFICACION Y DESARROLLO  
NOMBRE: [ ]

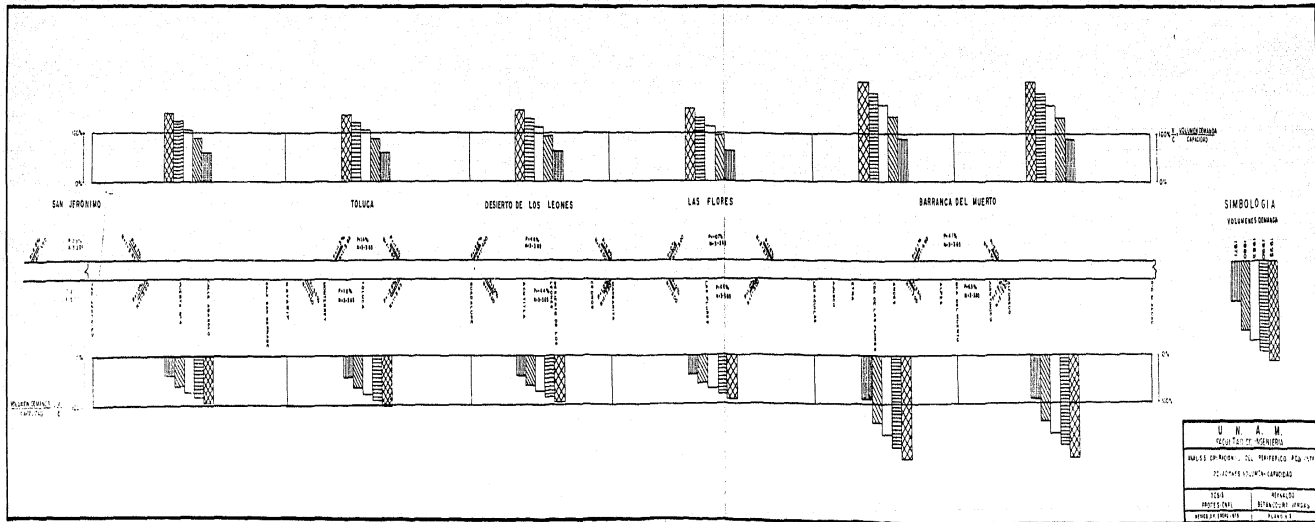


VOLUMEN DEMANDA  
CAPACIDAD

VOLUMEN DEMANDA  
EN LOS AÑOS



<b>U N A M</b>	
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA	
DIVISIÓN DE INVESTIGACIONES EN MATERIALES	
MATERIALES DE ALTA TEMPERATURA	
P. 10	P. 100
P. 20	P. 200
P. 30	P. 300
P. 40	P. 400
P. 50	P. 500
P. 60	P. 600
P. 70	P. 700
P. 80	P. 800
P. 90	P. 900
P. 100	P. 1000



**TABLA V.8 CAPACIDAD DE PROYECTO DE LA RAMPA PROPIAMENTE**  
**Un Carril en Operación.**

Capacidad de Proyecto de la rampa en vph en donde V = velocidad de proyecto y T = porcentaje de camiones durante la hora de máxima demanda.

T	V = 30 KPH ó menos			V = 40 KPH			V = 50 KPH ó más		
	Pendiente en ascenso %			Pendiente en ascenso %			Pendiente en ascenso %		
	0 - 2 ó pendiente en descenso	3 - 4	5	0 - 2 ó pendiente en descenso	3 - 4	5	0 - 2 ó pendiente en descenso	3 - 4	5
0	1000	1000	1000	1250	1250	1250	1500	1500	1500
5	940	910	880	1170	1130	1080	1410	1350	1300
10	900	830	770	1120	1040	960	1350	1250	1150
15	860	760	680	1080	960	860	1300	1175	1040
20	830	710	620	1040	900	780	1250	1100	950
25	800	660	570	1000	840	710	1200	1025	860
30	770	620	530	960	780	660	1150	950	800

NOTAS: (1) Para gasas teniendo velocidades de proyecto menores que 65 KPH, la capacidad de proyecto de la rampa propiamente deberá reducirse en 20 por ciento.

(2) Para rampas de dos carriles en operación, aumente los valores tabulares a cerca del doble. A la capacidad posible multiplique por 1.25 los valores arriba indicados.

de la bifurcación, que usa el carril adyacente a la rampa. Habiéndose hecho estas determinaciones, se procede calcular la capacidad de una rampa de entrada para un carril en operación indicándose en la ecuación:

$$c = \frac{1500 - V_1 (1 + t_1)}{1 + t}$$

En donde:

$c$  = capacidad de proyecto de la rampa, en vph.

$V_1$  = volumen de tránsito de paso en el carril adyacente a la rampa, en vph.

$t_1$  = camiones como porcentaje del total del volumen de paso  $\div$  100.

$t$  = camiones como porcentaje del volumen de entrada  $\div$  100.

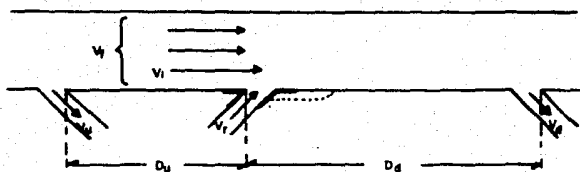
En el caso de una rampa de entrada con dos carriles, la capacidad  $c$  es la suma de los dos carriles - el carril a la derecha use los valores indicados en la Tabla V.8 y el carril a la izquierda use la ecuación indicada arriba.

Para la rampa terminal de salida, el número de vehículos que abandonan la autopista está afectado por el volumen de tránsito de paso -- usando el carril adyacente a la rampa. El número de vehículos de paso ocupando el carril adyacente a la rampa  $V_1$ , varía con la distancia a la rampa anterior de entrada y los volúmenes de tránsito que usan esas rampas, y con el volumen total de tránsito que usan la autopista en relación al número de carriles. En las Figuras V.2 y V.4, contienen las ecuaciones para estimar el volumen de tránsito de paso, antes de la bifurcación, que usa el carril adyacente a la rampa. Con la estimación de ese volumen se procede a calcular la capacidad de una rampa de salida para uno y dos carriles en operación según la siguiente ecuación:

$$c = \frac{1600 - V_1 (1 + t_1)}{1 + t}$$

En donde:

$c$  = capacidad de proyecto de la rampa, en vph.



$$V_i = -121 + 0.244 W - 0.085 V_b + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

Error estándar = 140 VPH.

Limitaciones:

$V_f$ : 2400 - 6200 VPH.

$V_b$ : 50 - 1100 VPH.

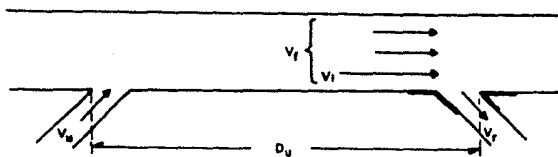
$V_d$ : 50 - 1300 VPH.

$V_r$ : 100 - 1700 VPH.

$D_d$ : 275 - 1735 m.

$D_u$ : 275 - 800 m.

FIGURA V.1



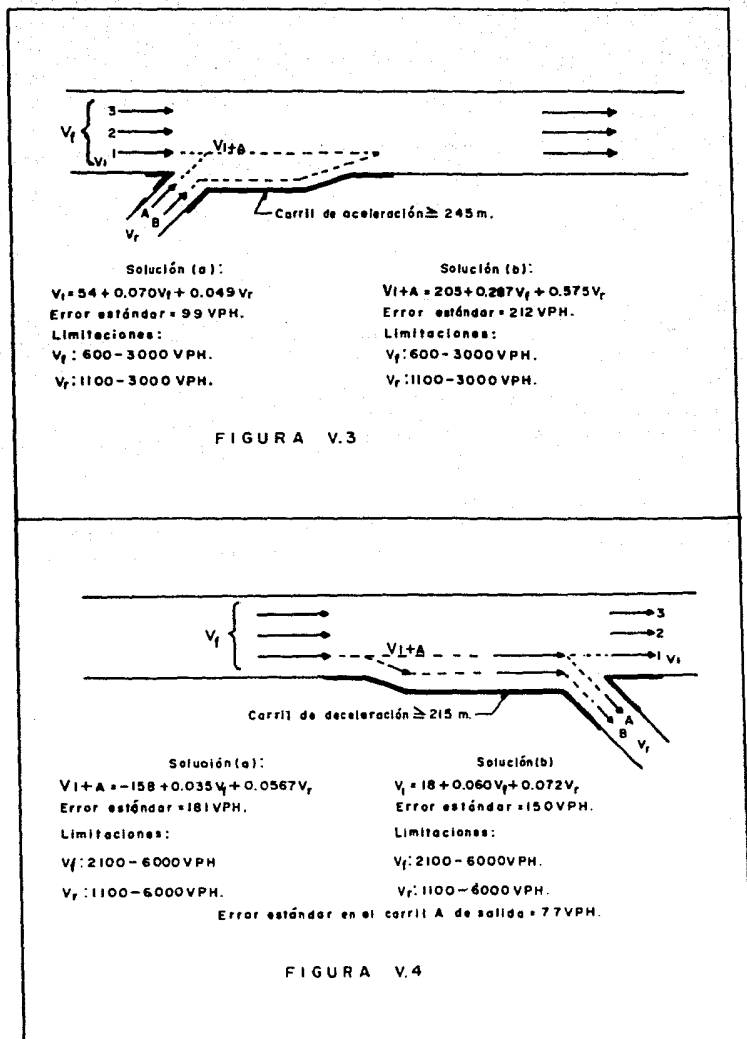
$$V_i = 94 + 0.231 V_f + 0.473 V_b + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

Error estándar = 128 VPH.

Limitación:

$D_u$ : 275 - 1735 m.

FIGURA V.2



$V_1$  = volumen de tránsito de paso en el carril adyacente a la rampa, en vph.

$t_1$  = camiones como porcentaje del total del volumen de paso  
 $\div 100$ .

$t$  = camiones como porcentaje del volumen de salida  $\div 100$ .

En el caso de una rampa de salida con dos carriles, la capacidad es la suma de los dos carriles para el carril a la derecha usese los valores indicados en la Tabla V.8 y para el carril a la izquierda use la ecuación indicada arriba.

En las Tablas V.9 y V.10 dan el resultado del cálculo de los volúmenes de demanda y capacidad de las rampas de entrada y salida a lo largo del Periférico Poniente en el sentido Norte y Sur respectivamente, observando que las capacidades están afectados por los factores por ancho y obstáculos laterales en las mismas rampas.

#### V.4.3.-ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMEN DE SERVICIO EN LOS ENLACES Y EN LA VÍA PRINCIPAL.

Una vía de enlace es aquella que permite al tránsito cambiar de un camino a otro. Esta definición se usa ampliamente como la interconexión de caminos en un entronque o cualquier conexión entre carreteras a diferentes niveles o entre carreteras paralelas, en los cuales el tránsito de circulación puede entrar o salir a un determinado camino.

La influencia de la operación de una vía de enlace puede aplicarse a todos los caminos que tengan varios carriles y, por supuesto, que tengan enlaces. Como las autopistas son los caminos que siempre cumplen con las condiciones citadas, se hará referencia a este tipo de camino.

Las características de operación en los enlaces pueden afectar directamente la eficiencia del movimiento del tránsito en los carriles de una autopista; un proyecto deficiente de las vías de enlace limitaría seriamente el volumen de tránsito que puede entrar a una autopista y si se exceden los límites del volumen de tránsito, resulta el conges-



TABLA V.9 CAPACIDAD DE LAS RAMPAS DE ENTRADA Y SALIDA.  
(Dirección Norte)

RAMPA No.	NOMBRE	VOLUMEN DE DEMANDA Periférico Total	VEHICULOS PESADOS &		VOLUMENES DE LA RAMPA (vph)	
			Carril	Rampe	Demanda	Capacidad
264 (E)	San Jerónimo	2020	6	13	74	787
278 (B)	Av. Toluca	2020	6	13	60	858
276 (E)	Av. Toluca	2020	6	13	233	896
274 (S)	Alta Vista (Desierto)	2020	6	13	92	817
272 (E)	Alta Vista (Desierto)	2020	6	13	336	791
270 (S)	Las Flores	2020	6	13	115	626
268 (E)	Las Flores	2020	3	13	152	781
266 (S)	Barranca del Muerto	4825	2	13	89	223
264 (E)	Barranca del Muerto	4825	2	0.2	630	0
262 (S)	Molinos	4825	2	20	87	204
258 (E)	Río Mixcoac	4825	2	20	273	184
256 (S)	Río Mixcoac	4825	2	20	42	230
254 (S)	San Antonio Oriente (Rfo Becerra)	4825	2	20	381	141
252 (S)	San Antonio Pte. (Rfo Becerra)	4825	3	20	35	1058
242 (S)	Viaducto	5850	4	20	152	956
238 (E)	Viaducto	5850	4	14	504	0
234 (E)	Observatorio	5850	4	14	253	0
230 (E)	Constituyentes	5850	2	14	189	0
228 (S)	Constituyentes	5850	2	14	60	0
226 (E)	Constituyentes	5850	2	14	210	0
206 (S)	Reforma	5195	5	37	113	886
204 (S)	Reforma	5195	5	37	280	889
202 (E)	Reforma	5195	5	37	189	0
41102 (E)	Reforma (Centro)	5195	5	37	430	0
41116 (S)	Palmas	5195	6	37	331	863
41118 (E)	Palmas	5195	6	37	397	0
S/N (S)	Ejército Nacional	4280			.	
S/N (E)	Ejército Nacional	4280			.	
S/N (E)	Legaria	4280			.	
S/N (S)	Conscripto	4280			.	
S/N (E)	Conscripto	4280			.	

\* NO HAY DATOS

TABLA V.10 CAPACIDAD DE LAS RAMPAS DE ENTRADA Y SALIDA.  
(Dirección Sur)

105

RAMPA No.	NOMBRE	VOLUMEN DE DEMANDA Periférico Total	VEHICULOS PESADOS %		VOLUMENES DE LA RAMPA (vph)	
			Carril	Rampa	Demanda	Capacidad
277 (B)	San Jerónimo	3090	2	17	630	397
273 (E)	Avenida Toluca	3090	2	11	117	675
271 (B)	Avenida Toluca	3090	2	11	192	593
269 (E)	Altavista (Desierto)	3090	2	17	146	670
267 (B)	Altavista (Desierto)	3090	2	17	315	420
265 (E)	Las Flores	3090	8	17	80	433
263 (S)	Las Flores	3090	8	17	259	869
261 (E)	Barranca del Muerto	3970	10	21	378	470
259 (S)	Barranca del Muerto	3970	11	21	840	21
S/N (E)	Rio Mixcoac	3970				0
255 (S)	Rio Mixcoac	3970	11	14	413	132
S/N (S)	Rio Mixcoac	3970	11	14	413	1125
S/N (E)	Rio Mixcoac	3970	11	14	413	154
249 (S)	Rio Becerra (San Antonio)	3970	12	14	451	78
S/N (S)	Rio Becerra (San Antonio)	3970	11	14	451	1117
247 (E)	Rio Becerra (San Antonio)	3970	11	14	315	0
245 (E)	Rio Becerra (San Antonio)	3970	11	14	38	0
235 (E)	Viaducto	4815	3	14	1353	959
235 (E)	Viaducto	4815	3	14	839	0
S/N (B)	Observatorio	4815	3	14	800	1024
S/N (S)	Observatorio	4815	3	14	800	1024
S/N (E)	Observatorio	4815				0
S/N (S)	Observatorio	4815	3	14	800	1024
S/N (S)	Constituyentes	4815	3	14	800	1024
221 (E)	Constituyentes	4815				0
219 (S)	Constituyentes	4815	3	14	800	1024
S/N (E)	Constituyentes	4815				0
201 (E)	Reforma Poniente	6040				0
41101 (E)	Reforma Oriente	6040				0
41103 (S)	Reforma Centro	6040	3	14	747	749
41105 (S)	Reforma Lomas	6040	3	14	167	806
41107 (E)	Palmas	6040			510	0
41109 (S)	Palmas	6040	3	14	600	943
41127 (E)	Ejército Nacional	5095	3	13	584	143
41131 (S)	Ejército Nacional	5095	3	13	378	37
41137 (S)	Legaria	5095	3	13	231	45
41129 (E)	Legaria	5095	3	13	449	0
41139 (S)	Conscripto	5095	3	13	220	1077

tionamiento en los carriles del camino. También los enlaces de salida inadecuados pueden causar la congestión de la autopista, debido básicamente al conflicto de un enlace de salida para acomodar el tránsito al dejar la autopista o para sostener el volumen de tránsito por otras -- condiciones restrictivas más adelante a lo largo del enlace, tales como la insuficiencia descarga del tránsito previsto en los alrededores del sistema vial. El proyecto y ubicación apropiados de los enlaces en -- caminos de alto volumen de tránsito revisten, por consiguiente, gran importancia si el propósito que se persigue es el de ofrecer una operación rápida, segura y eficiente.

#### V.4.3.1.- Consideraciones generales.

A continuación se describen algunos de los conceptos más importantes en relación con el proyecto y la operación del tránsito en los enlaces; debiéndose señalar que al no tomar en consideración cualquiera de estos conceptos, existe la posibilidad de tener reducciones considerables en el volumen de servicio, bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito.

A).- Entrecruzamiento entre enlaces sucesivos. Cuando existe una distancia relativamente corta entre un enlace de entrada y uno de salida, usualmente se presenta una situación de entrecruzamiento de un solo lado de la autopista.

Es significativa la investigación que ha mostrado la distribución del volumen por carril a ciertos puntos críticos en las zonas de convergencia y divergencia. También es importante en algunos casos la -- evaluación en el cual ocurre el entrecruzamiento, por estos conceptos -- permite el proyecto a través de la aplicación al criterio especificado del volumen de servicio a los puntos de verificación seleccionados y -- la proporción máxima de entrecruzamiento y ayuda para asegurar la provisión de un nivel de servicio aceptable para el tipo de entrecruzamiento encontradas entre enlaces de entrada y salida. El carril auxiliar de zonas entre enlaces, también involucra los puntos de verificación de esos volúmenes de servicio y las limitaciones de las zonas de entrecruzamiento. Lo relativo a entrecruzamientos, los procedimientos de análisis que se proponen aquí, son más apropiados para la determina

ción de la capacidad y de los volúmenes de servicio en los entrecruzamiento entre enlaces sucesivos, con o sin carriles auxiliares que se producen en un solo lado de la autopista.

B).- Consideración de períodos de volúmenes máximos. En ningún otro punto del camino es tan importante conocer el volumen de tránsito durante intervalos de tiempo dentro de los períodos máximos, como lo es en los enlaces. Tal conocimiento igualmente es esencial ya sea el problema de proyecto de un enlace adecuado o problema de análisis de un enlace existente. En muchos casos, los datos del volumen horario puede ser inadecuado, debido a que el flujo máximo en el enlace puede ocurrir en un intervalo diferente dentro de la hora que el flujo máximo en la autopista. Al aplicar los procedimientos de análisis para enlaces a la solución específica de problemas operacionales, las características de los máximos dentro de la hora son los críticos, por lo que deberán usarse volúmenes horarios, basados en estos períodos de tiempo más cortos que el de una hora. Por otra parte, para la aplicación de proyecto, el volumen a usar normalmente se hará la estimación la demanda en la hora de proyecto para el año futuro de proyecto.

C).- Influencia del proyecto. El proyecto de los extremos de entrada y salida en los enlaces aparece, por observaciones en general, obviamente es el factor de influencia en las conexiones operacionales en conjunto. Aquellos proyectos que tienen curvas forzadas adyacentes a la autopista, pobre distancia de visibilidad, longitudes inadecuadas para ejecutar la convergencia y divergencia o cambios de velocidad o pobre de delineación de trayectoria vehicular, se deberán evitarse, porque estos proyectos tienden a producir operaciones erráticas. El proyecto de los extremos de los enlaces en obras nuevas debería proporcionar de fáciles trazos con distancias de visibilidad y deliniación adecuados. Los procedimientos de cálculo que se incluyen más adelante para los diferentes volúmenes de servicio, están basados en proyectos modernos y adecuados. Actualmente, se llevan a cabo investigaciones para proporcionar un conocimiento más específico, del efecto que tiene la ausencia de carriles de aceleración y poder contar con factores de ajuste, que pueden aplicarse a proyectos de esta índole.

D).- Factores que controlan la capacidad.- La capacidad de un enlace de una autopista se determina por el menor de los tres siguientes valores: 1) la capacidad en el extremo que conecta con la autopista, - 2) la capacidad del enlace propiamente dicho, y 3) la capacidad en el extremo que conecta con el camino secundario. En donde se intersectan dos autopistas, por supuesto, todos los extremos del enlace serán conexiones del enlace a la autopista. Los enlaces de entrada y de salida con un solo carril predominará ampliamente para el uso práctico. Muchos de los extremos en enlace al servicio a los adelantos del sistematico, son en efecto intersecciones a nivel y su capacidad se calcula de acuerdo con los requisitos de cálculo de capacidad de intersecciones a nivel.

La capacidad de un enlace de un solo carril, puede alcanzar bajo condiciones ideales a 2,000 vph o el mismo como el del carril del camino principal, si el segmento del carril simple es corto; sin embargo, las restricciones en las características geométricas de la mayor parte de los enlaces, tales como pendientes, curvatura y otros semejantes, ocasionan que el valor anterior sea considerablemente más bajo. En vista de que las capacidades en los extremos de los enlaces raramente alcanzan estos valores en el enlace propiamente a menos que se adicione un carril anterior al enlace de salida o posterior al enlace de entrada, tales volúmenes raramente se han logrado y generalmente un solo carril adicional es adecuado.

Sin embargo, puede ser necesarios dos carriles del enlace en donde los volúmenes exceden la capacidad al nivel de servicio deseado, de un solo carril de entrada y salida. También, si a un alto volumen del camino de enlace es de mayor longitud de 300 m., o está sujeto a una pendiente en ascenso y que conduce a apreciables volúmenes de camiones, es necesario dos carriles para proporcionar el rebase, abatir las filas vehiculares y llenar los espacios entre vehículos, lo cual permitirá mayores velocidades y aún a mayor proporción de llegar al extremo de convergencia. Un enlace de dos carriles se puede achafanar a un carril al extremo de la autopista proporcionando que la circulación no excede de 1500 vph o 30 vehículos por minuto con respecto a cualquier

máxima demanda en el período de los 5 minutos. Si el volumen excede a esta cantidad, el enlace no se debe estrechar a un carril, pero se debe prever un largo carril auxiliar, sujeto a verificaciones a la capacidad como se describe más adelante.

En los extremos de los enlaces que conectan con las autopistas, el volumen de tránsito en el carril exterior de la autopista (carril Núm. 1) tiene un efecto notable en las operaciones de entrada y salida y usualmente es el elemento que controla los volúmenes de servicio y la capacidad que puede alcanzarse en el enlace.

E).- Conexiones de los enlaces de entrada.- En los extremos de los enlaces de entrada que conectan con la autopista, generalmente el conductor que circula por el enlace y se dispone a entrar a la autopista, tiene necesidad de hacer una evaluación de la corriente de tránsito y hacer los ajustes necesarios de velocidad, para poder lograr incorporarse en el espacio escogido entre vehículos.

Resulta de lo anterior, que el elemento crítico para evaluar la capacidad en los extremos de los enlaces de entrada, es la disponibilidad de suficiente espacio en la corriente del tránsito en el carril Núm. 1.

En otras palabras, que el factor esencial en la determinación del volumen de servicio y de la capacidad, depende de la estimación que se haga del volumen en el área de maniobras donde convergen el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace, conocidos los volúmenes de la autopista, la separación de los enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos.

F).- Conexiones de los enlaces de salida. En el caso de enlaces de salida, el factor esencial que influye en la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio, es la estimación del volumen inmediatamente antes de la corriente vehicular que diverge el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace, debido a que en esta área de maniobra el volumen en el carril Núm. 1 tiene un efecto considerable en el nivel de servicio que proporciona la autopista.

#### V.4.3.2.- Niveles de servicio en los extremos de los enlaces.

Cuando se trata con volúmenes de servicio y capacidades de elementos específicos de las vías de enlace, en los cuales la operación es diferente a la de tramos de camino abierto, el propósito es lograr, en esos puntos, condiciones de operación que estén en armonía con el nivel de servicio elegido para el camino. De ahí que el volumen de servicio en los extremos de conexión de los enlaces, deba relacionarse con el volumen de demanda en el carril Núm. 1 de la autopista, si es que se desean mantener las condiciones de equilibrio.

Existen tantos arreglos posibles y espaciamientos de enlaces sucesivos en autopistas, con o sin carriles auxiliares, que no es posible definir todos los niveles de servicio para cada combinación específica; los niveles de servicio que se describen a continuación, se refieren a conexiones simples en donde enlaces de un solo carril ---- conectan con una autopista, sin que haya cambio en el número de carriles de la autopista.

En los puntos de entrada o salida a la autopista, el nivel de -- servicio A representa una operación sin restricciones. A este nivel, bajo condiciones ideales, el volumen total de convergencia (vehículos en el carril Núm. 1, más vehículos que entran por el enlace) no exceda de 1,000 vph. Los enlaces de salida en operación tienen poco o -- ningún efecto en la corriente de tránsito en la autopista, con un volumen de servicio en la divergencia de 1,100 vph como límite superior. En el caso de autopistas de 6 carriles con 3 carriles combinados en -- cada sentido de circulación no debe exceder un volumen de servicio de 2,400 vph a una velocidad de operación aproximada de 100 Km/h.

En el nivel de servicio B, los conductores de la autopista son -- concientes de la situación y se ajustan a los conflictos ligeros a la entrada del enlace, pero el enlace de salida todavía no presenta problemas. Bajo condiciones ideales, el volumen total de convergencia -- (vehículos en el carril Núm. 1, más vehículos que entran por el enlace) no exceda de 1,200 vph.

Los enlaces de salida en operación llegan a un volumen de servi-

cio de 1,300 vph como límite superior. En el caso de autopistas de 6 carriles con 3 carriles en cada sentido de circulación combinados, no debe exceder a un volumen de servicio de 3,500 vph a una velocidad aproximada de 90 Km/h.

El nivel de servicio C representa el límite en que se puede asegurar una circulación continua. Los conductores están concientes de que se encuentran operando en el área de un entronque y están preparados para hacer los ajustes necesarios. El volumen máximo de convergencia (vehículos en el carril Núm. 1, más vehículos que entran por el enlace) varía de 1,300 a 1,550 vph bajo condiciones ideales, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda utilizada y para el flujo en los cinco minutos más altos equivale a un máximo de 1,700 vph. Para la divergencia (vehículos en el carril Núm. 1, más los vehículos que anticipan la salida del enlace) alcanzan un valor entre 1,400 y 1,650 vph como límite superior, dependiendo del FMD, a este nivel de servicio con el flujo en los cinco minutos más altos equivale a un máximo de 1,800 vph. En el caso de autopistas de 6 carriles con 3 carriles en cada sentido de circulación combinados, no debe exceder a un volumen de servicio entre 3,700 y 4,350 vph, dependiendo del FMD a una velocidad de operación aproximada de 80 Km/h, a este nivel de servicio con el flujo en los cinco minutos más altos equivale a un máximo de 4,800 vph. Si los enlaces tienen buena geometría esos volúmenes podrían conducirse con poco conflicto.

El nivel de servicio D representa una condición que se acerca a la inestabilidad y a un principio de congestionamiento. La formación de colas en el enlace ocurre ocasionalmente cuando el volumen que aloja es relativamente alto. El flujo en los cinco minutos más altos, equivale a un máximo de 1,800 vph para la maniobra de convergencia. Si el diseño geométrico del enlace es bueno, este podrá acomodar satisfactoriamente un volumen de divergencia de 1,900 vph como máximo. Los volúmenes horarios serán las siguientes proporciones para varios factores de máxima demanda, de 1,400 a 1,650 vph para enlaces de convergencia y de 1,500 a 1,750 vph para enlaces de divergencia. En el caso de autopistas de 6 carriles con 3 carriles en cada sentido de --



circulación combinados, no debe exceder un volumen de servicio entre 4,150 y 4,900 vph dependiendo del FMD a una velocidad de operación de cerca de 65 Km/h, a este nivel de servicio con el flujo en los cinco minutos más altos equivale a un máximo de 5,400 vph.

La capacidad establecida en las conexiones de un enlace de entrada o salida es de 2,000 vph. La operación a este volumen corresponde al límite del nivel de servicio E, con velocidades en el rango de 30 a 50 Km/h. Si el acceso está ya operando a la capacidad, un aumento del número de vehículos en el enlace de entrada traerá como consecuencia el congestionamiento total. En la misma forma, en el caso de autopistas de 6 carriles con 3 carriles en cada sentido de circulación combinados, el nivel de servicio E es la zona de flujo inestable incluyendo velocidades de operación entre 50 y 55 Km/h y el volumen de servicio se acerca a la capacidad de 2 000 vehículos ligeros por hora por carril, bajo condiciones ideales.

El nivel F representa el flujo forzado, que sigue al congestionamiento de la entrada a la autopista. Prácticamente, todo el tránsito en el carril Núm. 1 y el tránsito en el enlace de entrada, están sujetos a paradas continuas con movimientos de efectos adversos a otros carriles de la autopista, así como los conductores que intentan cambiar carril para evitar la convergencia. Las características del tránsito varía ampliamente a medida que se efectúa el volumen de convergencia y divergencia, el cual puede ser cualquiera valor abajo de 2 000 vph. En los enlaces de salida, los movimientos de baja velocidad y paradas continuas impiden el acomodo efectivo del volumen de demanda, con considerable demora.

En la descripción anterior de niveles de servicio, se supone -- que no existe un ancho adicional de la calzada del camino en ningún punto a través de las zonas de entrada y salida. En la práctica, un carril auxiliar puede mejorar grandemente las operaciones en lugares donde un enlace de salida se encuentra a poca distancia de uno de entrada. De hecho, este elemento es la clave para mantener un nivel de servicio balanceado en todo el camino. El carril auxiliar que -- proporciona el ancho de pavimento y el necesario espacio de manio--

bras para acomodar el efectivo incremento del volumen temporalmente, sin bajar el nivel de servicio debido a los volúmenes incrementados en los carriles de paso.

En la Tabla V.12 se sintetizan los criterios fundamentales de niveles de servicio, correlacionados con el volumen de servicio tanto en la autopista como en los enlaces de entrada y salida simples y en los entrecruzamientos. Esta Tabla no se usa directamente para cálculos de capacidad y volúmenes de servicio, sino haciendo referencia a los procedimientos que se describen más adelante.

#### V.4.3.3.- Procedimientos de cálculo para los extremos de los enlaces.

Los procedimientos para determinar los volúmenes aceptables en los extremos de los enlaces, se basan en la premisa de que si el volumen de demanda no excede al volumen de servicio en ciertos puntos críticos, como los que se muestran en la Figura V.6, el cual representa conexiones típicas, se tendrán buenas condiciones de operación tanto en la autopista como en el enlace, sin requerir mayor análisis. Estos puntos de verificación abarca tales verificaciones de carriles en las secciones a lo largo de la autopista y en las zonas de entrecruzamiento, además la verificación de carriles en puntos específicos.

Existen dos procedimientos para determinar los volúmenes de servicio, dependiendo del nivel de servicio por analizar; en ambos procedimientos, los volúmenes se consideran como tránsito mixto representativo conteniendo no más de 5% de camiones en terreno plano relativamente y pendiente longitudinal no más de 3%.

#### V.4.3.4.- Cálculo de volúmenes de servicio para los niveles A, B y C.

Para propósitos de proyecto, donde se deseen condiciones de circulación continua, como las proporcionadas por un nivel de servicio C o mejor, el procedimiento empleado requiere del uso de ecuaciones, en los cuales están involucrados los siguientes conceptos: a) el volumen de tránsito en el enlace en estudio, b) el volumen de tránsito en la autopista inmediatamente antes de que conecte el enlace, c) las distancias entre enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos antes y después de su conexión con la autopista.

NIVEL DE SERVICIO	VOLUMEN DE SERVICIO EN LA AUTOPISTA EN UNA DIRECCION <sup>b</sup> (vph)												VOLUMEN DE SERVICIO EN EL PUNTO DE VERIFICACION (vph)											
	4 CARRILES 2 para cada sentido				6 CARRILES 3 para cada sentido				8 CARRILES 4 para cada sentido				CONVERGENCIA <sup>c</sup>		DIVERGENCIA <sup>d</sup>		ENTRECruzAMIENTO <sup>e</sup>							
A	1400				2400				3400				1000		1100		800							
B	2000				3500				5000				1200		1300		1000							
FHMD <sup>f</sup>	0.77	0.83	0.91	1.00 <sup>g</sup>	0.77	0.83	0.91	1.00 <sup>g</sup>	0.77	0.83	0.91	1.00 <sup>g</sup>	0.77	0.83	0.91	1.00 <sup>g</sup>	0.77	0.83	0.91	1.00 <sup>g</sup>				
C	2300	2500	2750	3000	3700	4000	4350	4800	5100	5500	6000	6600	1300	1400	1550	1700	1400	1500	1650	1800	1100	1200	1350	1450
D	2800	3000	3300	3600	4150	4500	4900	5400	5600	6000	6600	7200	1400	1500	1650	1800	1500	1600	1750	1900	1400	1500	1650	1800
E <sup>h</sup>	4000				6000				8000				2000		2000		2000							
F	← MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad) →																							

a. — Volumen límite superior para cada nivel de servicio.

b. — Para usarse en verificaciones del volumen de servicio en la autopista entre enlaces sucesivos.

c. — Representa el volumen de servicio constituido por la suma del volumen calculado para el carril Num. 1, más el volumen en el enlace de entrada.

d. — Representa el volumen de servicio en el carril Num. 1, inmediatamente antes de un enlace de salida, incluyendo vehículos de peso y vehículos con probabilidad de usar el enlace de salida.

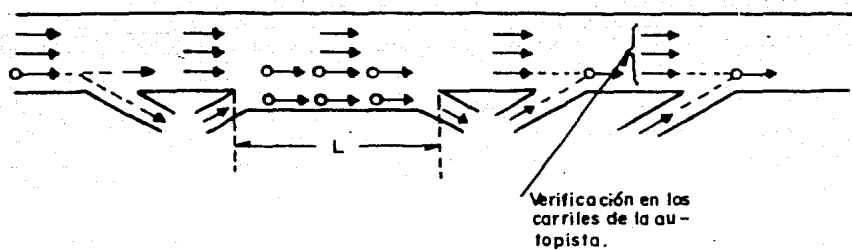
e. — Representa el volumen de servicio en puntos espaciados a cada 150 m. entre enlaces de entrada y salida.

f. — Para autopistas, es la relación del volumen de la hora total a la proporción horaria más alta del flujo ocurriendo durante un intervalo de 5 minutos en la hora de máxima demanda.

g. — Un factor de la hora de máxima demanda a 1.00 raramente se ha logrado; los valores dados se deberán considerar como proporción máxima de flujo promedio con probabilidad de circular para obtenerse durante el intervalo en los 5 minutos de la hora de máxima demanda.

h. — Capacidad.

TABLA VI2 VOLUMENES DE SERVICIO<sup>b</sup> Y CAPACIDAD EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES (TRANSITO MIXTO vph EN UNA DIRECCION SUPONIENDO TERRENO PLANO Y CAMIONES NO MAYOR DE 5%)



○→ Punto de verificación del volumen

L = Longitud en la que se deberá verificar el entrecruzamiento

FIGURA V.6\_ PUNTOS CRITICOS DE VERIFICACION

Estas ecuaciones han sido obtenidas por medio de técnicas de regresión múltiple y se emplean para calcular los volúmenes de tránsito probable en el carril Núm. 1, en puntos de verificación seleccionados.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1.- Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista y la ubicación y tipo de los enlaces adyacentes.

2.- Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos vehiculares.

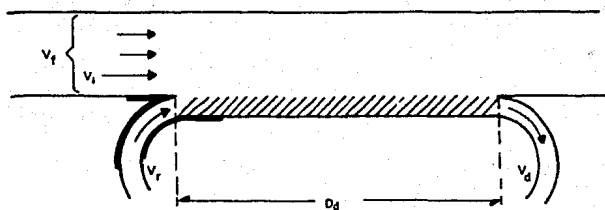
3.- Elíjase de entre los diferentes casos mostrados en las Figuras V.1 a V.5, la ecuación apropiada de acuerdo con las características geométricas y de operación involucradas, y con ésta calcúlese el volumen de tránsito probable en el carril Núm. 1, en el punto o los puntos de verificación necesarios.

4.- Analícese el criterio señalado en los pasos anteriores, de la manera siguiente:

a).- En el punto de convergencia, el volumen que entra por el enlace se suma al volumen calculado en el carril Núm. 1. Este volumen total que llega al punto de convergencia, se compara con el volumen de servicio máximo permisible que se da en la Tabla V.12 correspondiente al punto de convergencia que se está verificando.

b).- En el punto de divergencia, el volumen calculado en el carril Núm.1 inmediatamente antes del enlace de salida, el cual incluye los vehículos de paso permaneciendo en ese carril y a los vehículos a punto de salir, se comparan con los volúmenes de servicio en los puntos de verificación de divergencia, señalados en la Tabla V.12.

c).- Cuando existen carriles auxiliares, entre un enlace de entrada y uno de salida, se calculan los volúmenes en el carril auxiliar y en el carril Núm. 1, en puntos seleccionados entre los dos enlaces. Estos volúmenes se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia o de divergencia de la Tabla V.12 dependiendo de la ubicación de los puntos de verificación. Este procedimiento se discute



$$V_i = 87 + 0.225V_f - 0.140V_r + 0.500V_d$$

Error estándar = 178 VPH

Limitaciones:

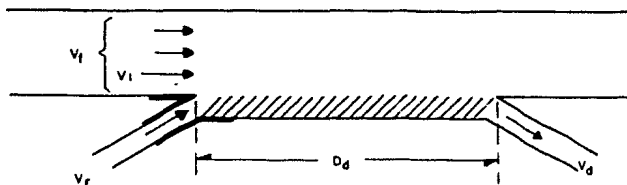
$V_f$  : 2000 - 5600 VPH

$V_r$  : 200 - 1500 VPH

$V_d$  : 150 - 1500 VPH

$D_d$  : 120 - 260 m.

FIGURA V.



$$V_i = 53 + 0.283V_f - 1.320D_d + 0.547V_d$$

Error estándar = 159 VPH

Limitaciones:

$V_f$  : 1900 - 5600 VPH

$V_d$  : 50 - 1000 VPH

$D_d$  : 90 - 425 m.

FIGURA V.5

en detalle más adelante bajo el inciso de "Uso del carril auxiliar".

d).- Cuando existe entrecruzamiento entre enlaces espaciados a corta distancia, en la Tabla V.12 se indican los volúmenes máximos admisibles, con los cuales hay que comparar la suma de los volúmenes de los enlaces de entrada y salida. En caso necesario deben efectuarse verificaciones del entrecruzamiento, en puntos cada 150 m. --

e).- En el caso de enlaces de dos carriles, los diferentes volúmenes de convergencia y divergencia por verificar, se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia y divergencia de la Tabla V.12, de acuerdo con el tipo de enlace.

f).- El volumen total de tránsito en la autopista excluyendo el volumen del carril auxiliar, se compara con el volumen de servicio de la Tabla V.12. En este procedimiento el carril auxiliar no cuenta como carril de la autopista.

5.- Evalúese e intérpreten los resultados del análisis efectuado en el paso 4, de la manera siguiente:

Los volúmenes de servicio para un nivel de servicio en particular, no deberán ser excedidos en ningún caso por los volúmenes de demanda si se desea mantener una armonía completa en el proyecto. Si no son excedidos, el proyecto se considera satisfactorio para la operación del tránsito al nivel de servicio elegido. Si los volúmenes de servicio son excedidos en uno o más puntos de verificación, es recomendable hacer lo siguiente:

a).- En el caso de un proyecto nuevo, rediseñese o aceptese un nivel de servicio más bajo.

b).- En el caso de una obra existente, considérese la reconstrucción o acéptese un nivel de servicio restringido.

La meta usual, si se decide reconstruir o rediseñar, es la de reducir los volúmenes en los puntos de verificación, de tal manera que queden dentro del rango de volúmenes de servicio correspondientes al nivel de servicio elegido. Los siguientes son ejemplos de posibles soluciones:-

- Agregar un carril auxiliar.
- Aumentar la distancia entre enlaces o entre entronques.
- Separar los enlaces de alto volumen dentro de dos de ellos.
- Usar el camino del tipo colector-distribuidor para separar el entrecruzamiento del tránsito de la línea troncal.
- Reorganizar la serie de enlaces.
- Aumentar el número de carriles de la autopista.

A).- Variables consideradas. La serie de ecuaciones mostradas en las Figuras V.1 a V.5, involucran un cierto número de factores y variables, aun cuando no todos ellos se utilizan en una sola ecuación. Estos se definen a continuación:

$V_1 =$  (1) Para un enlace de entrada,  $V_1$  es el volumen en el carril Núm. 1, de la autopista, a la altura de la nariz del enlace de entrada, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

= (2) Para un enlace de salida,  $V_1$  es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

= (3) Para un enlace de salida de dos carriles,  $V_1$  es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente después de que tenga lugar la divergencia.

$V_{1+A} =$  (1) Para un enlace de entrada de dos carriles,  $V_{1+A}$  es el volumen en el carril Núm. 1, de la autopista más el volumen del carril izquierdo del enlace (el carril del enlace más cerca no a la autopista).

= (2) Para un enlace de salida de dos carriles,  $V_{1+A}$  es el volumen en el carril Núm. 1, más el volumen en el carril izquierdo del enlace antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_c =$  Para la bifurcación de los tres carriles en un solo sentido de una autopista, en dos ramas de dos carriles cada una,  $V_c$  es el volumen en el carril central antes de que éste se divida en el carril Núm. 1, de la rama más importante y en el carril izquierdo de la otra rama.



$V_f$  = Para un enlace de entrada,  $V_f$  es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un sentido, a la altura de la nariz del enlace, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

$V_t$  = Para un enlace de salida,  $V_t$  es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un sentido, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_r$  = (1) Para un enlace de entrada,  $V_r$  es el volumen que llega a la zona de convergencia a través del enlace.

= (2) Para un enlace de salida,  $V_r$  es el volumen que sale por el enlace proveniente de la zona de divergencia.

= (3) Para una bifurcación,  $V_r$  es el volumen que usa la rama derecha de la bifurcación.

$D_u$  = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura V.7, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato anterior de entrada o de salida.

$V_u$  = Volumen en el enlace inmediato anterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

$D_d$  = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura V.7, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato posterior al de entrada o de salida. Si se adiciona un carril auxiliar entre narices de los enlaces, esta distancia es igual a la longitud del carril auxiliar.

$V_d$  = Volumen en el enlace inmediato posterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

B).- Uso del carril auxiliar.- La Figura V.5 se usa para el análisis del enlace de entrada, cuando existe un carril auxiliar que se prolonga hasta un enlace de salida inmediato posterior. La presencia de un carril auxiliar cambia, en cierto modo, los procedimientos de cálculo que se usan en situaciones comunes de convergencia y divergencia. La mayor oportunidad de entrecruzamiento o de cambio-

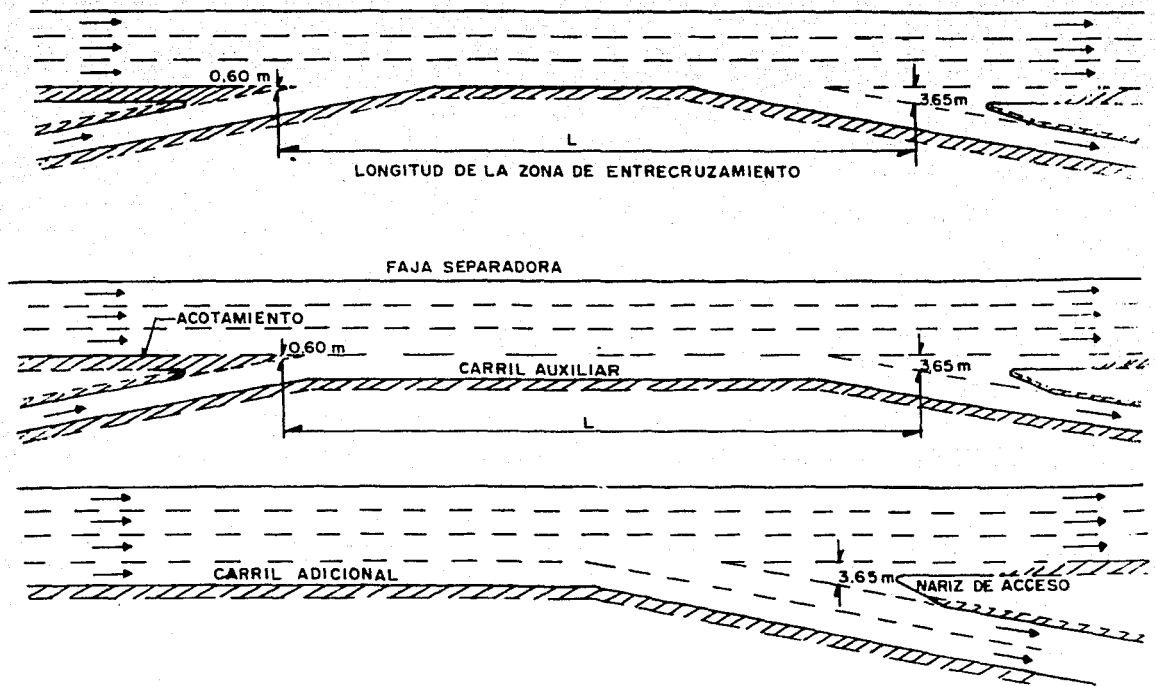


FIGURA V.7 METODO PARA MEDIR LONGITUDES DE ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO

de carril que ocurre entre el carril Núm. 1 y el carril auxiliar, hace necesario el cálculo del volumen en los puntos seleccionados entre las narices de los enlaces; debiéndose verificar también, el volumen de entrecruzamiento en los puntos situados a cada 150 m.

El cálculo de los volúmenes en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar, deben verificarse por separado, comparándolos con los volúmenes de servicio de la Tabla V.12. Si los puntos de verificación están situados a la mitad de la distancia entre enlaces o más cercanos al enlace de entrada, la comparación se hace con los volúmenes de servicio de convergencia; si el punto se encuentra más cercano al enlace de salida, la comparación deberá hacerse con los volúmenes de servicio de divergencia. Para una verificación de volúmenes en todos los carriles de la autopista, no deberá incluirse dentro del volumen total el volumen en el carril auxiliar.

Para el análisis de situaciones donde existe un carril auxiliar, se emplean las curvas de la Figura V.8 junto con las ecuaciones correspondientes; su uso permite el análisis de los movimientos de cambio de carril que se producen en un momento dado, en cualquier punto a lo largo del carril auxiliar. Este es el propósito para la aplicación de carriles auxiliares con una longitud de 400 m. o menor como se indica en la Figura V.5 (si el carril auxiliar es mayor de 400 m., las distribuciones se pueden aplicar en la Figura V.9 que se muestran en el caso II). El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a)-Determínese el volumen en el carril Núm. 1, usando la ecuación de la Figura V.5. Este volumen en el carril Núm. 1, se compone de los vehículos que van de paso y de los que van a dejar la autopista por medio del enlace de salida. Al calcular el tránsito de paso en el carril Núm.1, se considera que el 100 por ciento de los vehículos que van a salir, permanecen en el carril Núm. 1 desde el enlace de entrada.

b)-Réstese el volumen en el enlace de salida, del volumen calculado en el carril Núm. 1, para obtener el volumen que va de paso en el carril Núm. 1, (Volumen que va de paso =  $V_1 - V_r$ ).

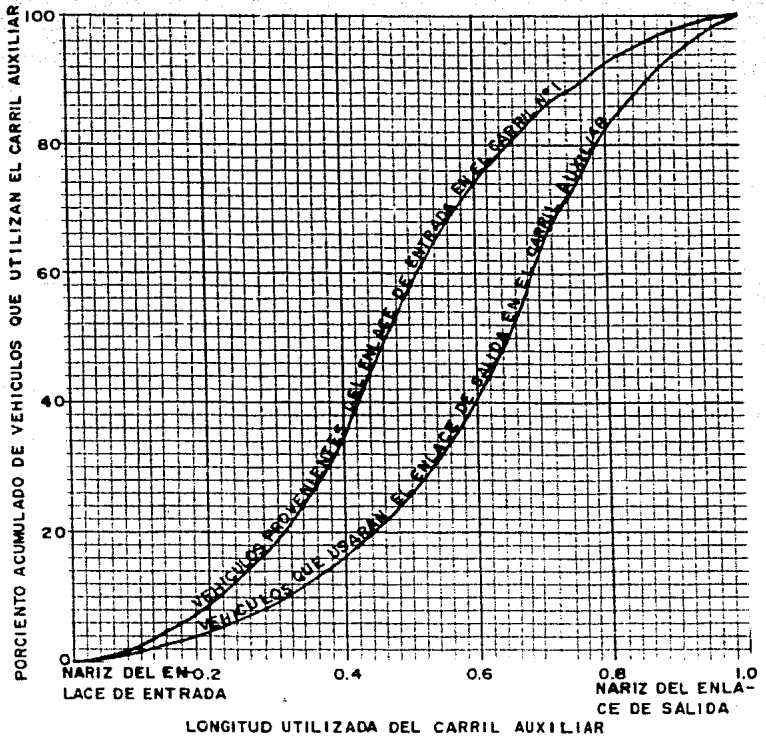
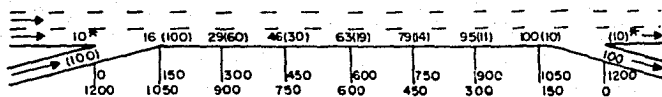


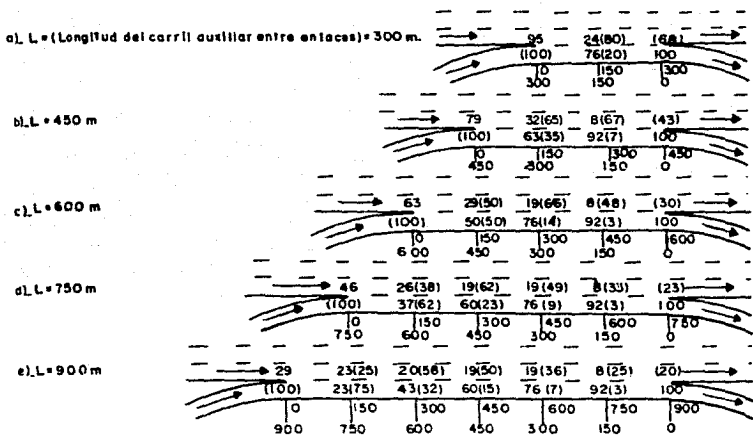
FIGURA V.8\_ USO DEL CARRIL AUXILIAR ENTRE ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA ADYACENTES

## CASO I — ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, SIN CARRIL AUXILIAR

(Este croquis puede emplearse independientemente del espaciamiento entre enlaces de entrada y salida, pero como se indica abajo\* debe usarse con precaución).



## CASO II — ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, CON CARRIL AUXILIAR\*\*



Los valores encerrados en paréntesis indican el porcentaje del tránsito del enlace de entrada en el carril indicado. Los valores que no están encerrados en paréntesis indican el porcentaje del volumen del enlace de salida en el carril indicado. (E. tránsito remanente está sobre el carril o carriles a la izquierda del carril Núm. 1)

Estos porcentajes no son necesariamente los correspondientes a condiciones de circulación continua o bajos volúmenes de tránsito en el enlace sino bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito en el carril Núm. 1 en el punto a considerar y con espacio libre disponible en los otros carriles.

\* El porcentaje mínimo en el carril Núm. 1 debe ser igual o mayor que el correspondiente al tránsito de paso en el mismo carril, determinado de la tabla

\*\* Ver la figura V.7 para el método de la medida de la longitud L.

FIGURA V.9\_ DISTRIBUCION EN POR CIENTO DE LOS TRANSITOS DE LOS ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA CON PROBABILIDAD DE CIRCULAR EN EL CARRIL NUM. 1 Y EN EL CARRIL AUXILIAR

c).- Háganse varias verificaciones de volúmenes en el carril N.º 1, y en el carril auxiliar en puntos situados entre enlaces. - Estos volúmenes se determinan como sigue:

Volumen en el carril N.º 1 = vehículos en el carril N.º 1, - que van de paso + vehículos en el carril N.º 1 provenientes del enlace de entrada, fuera del carril auxiliar (curva superior de la Figura V.8) + vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril N.º 1 (deducido de la curva inferior de la Figura V.8).

Volumen en el carril auxiliar = vehículos provenientes del enlace de entrada, que todavía se encuentran en el carril auxiliar -- (deducido de la curva superior de la Figura V.8) + vehículos que -- usarán el enlace de salida y que se han movido al carril auxiliar - (de la curva inferior de la Figura V.8).

Usualmente puede determinar el punto más crítico entre enlaces, al observar los volúmenes de cada enlace y la forma de las curvas-- de la Figura V.8. Al examinar la curva superior, se nota que el -- movimiento más fuerte que pasa del carril auxiliar al carril N.º 1 en la distancia disponible, ocurre en el tramo comprendido entre -- 0.3 y 0.6 de esta distancia. Así mismo, se puede observar en la -- curva inferior, que los vehículos que van a salir tienden a permanecer en el carril N.º 1 hasta una longitud igual a 0.5 de la distancia disponible, después de la cual, se desplazan hacia el carril -- auxiliar hasta una longitud igual a 0.8 de la distancia. Lo anterior sugiere que la parte más usada del carril N.º 1 es la comprendida entre 0.5 y 0.6 de la longitud del carril auxiliar. Si la suma del volumen en el carril N.º 1 y el volumen en el enlace de entrada, no excede al 150 por ciento del volumen de servicio de convergencia indicado en la Tabla V.12, será suficiente, como regla -- práctica, verificar el volumen en un punto situado a 0.5 de la distancia disponible, excepto en donde el volumen del enlace es bastante alto. Cuando el volumen del enlace de salida es comparativamente alto, en la sección transversal del carril N.º 1, justo inmedia

tamente después de la nariz del enlace de entrada, se deberá verificarse por la sobrecarga de tránsito, digamos a un punto situado a 0.2 de la distancia disponible. Esta verificación se compara con el volumen de servicio de convergencia. Por otra parte, si el volumen del enlace de entrada es comparativamente alto, se deberá verificar el volumen del carril Núm. 1 justamente antes del enlace situado en un punto posible a 0.8 de la distancia disponible. Esta verificación se compara con el volumen de servicio de divergencia, debido a que el punto de verificación está más cerca del enlace de salida que el del enlace de entrada.

Ajuste por camiones.- Los procedimientos anteriormente descritos están basados en volúmenes de tránsito mixtos con 5% de camiones y condiciones de terreno plano; aun cuando no se requiere correcciones cuando el porcentaje de camiones es inferior al 5%, el procedimiento considera un factor de seguridad de 1.05, es decir  $1/0.95$ , en donde 0.95 corresponde al factor de ajuste para 5%, obtenido de la Tabla V.4.

Cuando el porcentaje de camiones sea superior al 5%, o las pendientes sean importantes, deberá hacerse un ajuste por camiones, el cual se lleva a cabo empleando la Figura V.10; en esta figura se muestra el porcentaje del total de camiones en un solo sentido, que probablemente circulará por el carril Núm.1. Con este porcentaje se obtiene el número de camiones en el carril Núm. 1 y, por consiguiente, el por ciento de camiones en función del volumen de tránsito en este mismo carril. Conocido el por ciento de camiones en el carril Núm. 1, se puede determinar la equivalencia de vehículos ligeros y, por consiguiente, el factor de ajuste, de acuerdo con las Tablas V.3 y V.4. Multiplicando el volumen en el carril Num. 1 por el factor 0.95 (factor de ajuste real por camiones), se obtiene el equivalente de vehículos ligeros, quedando implícito en el cálculo, el 5% que se toma como base en el procedimiento. Semejantemente, el mismo ajuste se puede aplicar a los volúmenes de los enlaces en donde es apropiado. Esta conversión permite el uso de los valores de la Tabla V.12-

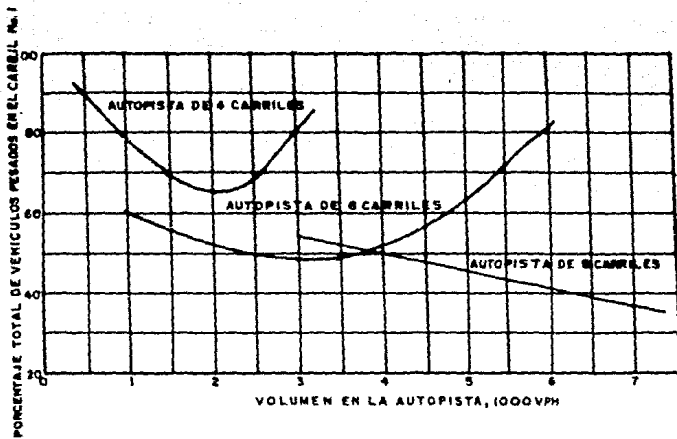


FIGURA V.10. PORCENTAJE TOTAL DE VEHICULOS PESADOS EN EL CARRIL NUM. 1 DE AUTOPISTAS DE 4, 6 Y 8 CARRILES INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE ENTRADA, O EN EL PUNTO DE DIVERGENCIA INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE SALIDA



tanto la aplicación fundamental del criterio de comparación como, antes ya se ha indicado.

Nota: Este procedimiento es aproximado, en el que los ajustes indicados en las Tablas V.3 y V.4, no fueron desarrollados específicamente para un carril simple.

#### V.4.3.5.- Cálculo de volúmenes de servicio para el nivel D.

La Tabla V.13 y la Figura V.9, son los principales elementos - que se emplean para reflejar el comportamiento del conductor a un nivel de servicio D. La Tabla V.13 da el porcentaje del tránsito - de paso que circula en el carril Núm. 1 en las zonas de conexión de los enlaces a un nivel de servicio D, y la Figura V.9 da los porcentajes del tránsito que van a entrar a la autopista y del tránsito - que va a salir, con probabilidad de circular en el carril Núm. 1 en la zona entre enlaces, así como los del tránsito que va a circular - en el carril auxiliar en el caso de que éste exista.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista, y los -- carriles auxiliares en el caso de que existan; ubíquense todos los enlaces comprendidos entre 1200 m antes y 1200 m después del enlace o punto de estudio.

b) Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos involucrados.

c) Determinínense los volúmenes por carril en los puntos críticos indicados en la Figura V.6 y los volúmenes de entrecruzamiento en puntos a cada 150 m, usando la Tabla V.13 y la Figura V.9; verifíquense estos volúmenes con los valores de control de la Tabla --- V.12, de la manera siguiente:

- 1.- El volumen de convergencia en cualquier punto del carril - Núm. 1, o del carril auxiliar, no debe exceder al valor -- mostrado en la Tabla V.12, correspondiente al nivel de ser

VOLUMEN TOTAL DEL TRANSITO DE PASO, EN UN SENTIDO (vph)	PORCENTAJE DEL TRANSITO DE PASO QUE CIRCULA EN EL CARRIL NUM. I		
	AUTOPISTA DE 8 CARRILES 4 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 6 CARRILES 3 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 4 CARRILES 2 EN CADA SENTIDO
6500 o más	10	—	—
6000—6499	10	—	—
5500—5999	10	—	—
5000—5499	9	—	—
4500—4999	9	18	—
4000—4499	8	14	—
3500—3999	8	10	—
3000—3499	8	6	40
2500—2999	8	6	35
2000—2499	8	6	30
1500—1999	8	6	25
menos de 1499	8	6	20

a. \_ El tránsito en un movimiento del enlace a una longitud mayor de 1200 m. queda fuera de influencia en cualquier sentido de circulación.

TABLA V.13 \_ PORCENTAJE APROXIMADO DE TRANSITO DE PASO<sup>a</sup> QUE CIRCULA EN EL CARRIL NUM. I EN LAS ZONAS DE CONEXION DE LOS ENLACES A UN NIVEL DE SERVICIO D.

vicio D; este valor varía entre 1400 y 1650 vph, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda que se utilice. De manera similar, el volumen de divergencia en un punto sobre el carril Núm. 1, o en un punto sobre el carril auxiliar, no puede exceder al valor mostrado en la Tabla V.12 para el nivel D; este valor varía entre 1500 y 1750 vph, dependiendo también del factor de la hora de máxima demanda. Los volúmenes en los puntos críticos que se muestran en la Figura V.6 deberán compararse con estos valores. La Figura V.9 será de ayuda para determinar dónde existen otros puntos críticos.

2.- Para mantener un flujo balanceado, el volumen de tránsito en la autopista, en la zona donde conecta con los enlaces (excluyendo el volumen de los carriles auxiliares en caso de existir), no debe exceder al valor que se da en la Tabla V.12, para el nivel de servicio establecido.

3.- El volumen de entrecruzamiento no debe exceder de 1400 a 1650 vph, en un segmento cualquiera de 150 m dentro de la zona de entrecruzamiento, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda dada en la Tabla V.12.

d).-Evaluéense los resultados obtenidos en el punto (c). En caso de no ser satisfactorios, considérese las posibles medidas de corrección.

#### V.5.- Número de carriles por demanda de tránsito.

La operación de una vía de circulación de tránsito continuo que forma parte del sistema vial primario, debe procurarse que se mantenga un nivel de servicio aceptable. Para los efectos de proyecto, debe considerarse que cuando se alcance el valor del volumen horario de proyecto, debe mantenerse el nivel de servicio C.

De acuerdo con la Tabla V.1, el nivel de servicio C se alcanza a un rango de velocidades de operación de 80 a 90 Km/h y una relación v/c de 0.80, con lo cual se puede tratar de configurar las secciones necesarias en los diferentes tramos del Periférico Poniente para los distintos años en que se han determinado el pronóstico del volumen horario.

En la Tabla V.11 se muestran los números de carriles necesarios para cada sentido de circulación en los distintos tramos representativos del Periférico Poniente, considerando el volumen horario de -- proyecto según el pronóstico de la demanda en los años citados. Para el cálculo del número de carriles, se efectuó mediante la siguiente relación.

$$N = \frac{VS}{2000 \ v/c \ T_1 \ W_1}$$

Si  $T_1 = 1$ ,  $W_1 = 1$  y  $v/c = 0.80$

$$N = \frac{VS}{2000 \ x \ 0.80} = \frac{VS}{1600}$$

**TABLA V.11.- NUMERO DE CARRILES NECESARIOS PARA SOSTENER EL NIVEL DE SERVICIO "C" EN EL PERIFERICO PONIENTE \***

TRAMO	SENTIDO	CARRILES NECESARIOS			
		1980	1985	1990	1995
Av. Conscripto-Legaria	Norte	4	5	5	6
	Sur	5	6	7	7
Legaria-Virreyes	Norte	5	6	7	8
	Sur	6	7	8	9
Virreyes-Viaducto	Norte	5	6	7	9
	Sur	5	5	6	7
Viaducto-Bca. del Muerto	Norte	5	5	6	7
	Sur	4	4	5	6
Bca. del Muerto-San Jerónimo	Norte	2	2	3	3
	Sur	3	3	4	5

\* Bajo condiciones ideales de geometría y con vehículos ligeros.

ANALISIS OPERACIONAL DE LA AUTOPISTA  
SENTIDO NORTE

Segmento entre el entronque "SAN JERONIMO" y enlace No. 284 (E) San-Jerónimo.

En la autopista:

$p = -1.6\%$  en una longitud de 270 metros.

Volumen de demanda 2020 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la Tabla 1.6b =  $2020 \times 0.14 = 283$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la Tabla V.5, --  
 $283 \times 0.44 = 125$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{125}{2020} = 6$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.94$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2020 \left( \frac{0.95}{0.94} \right) = 2041$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

$$2041 \text{ vlph} < 2400 \text{ vlph.}$$

este segmento opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre el enlace No. 284 (E) San Jerónimo y No. 278 (S) Av. To-  
luca.

En la autopista:

$p = -1.6\%$  en una longitud de 830 metros.

Volumen de demanda =  $2020 + 74 = 2094$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1.6B =  $2094 \times 0.14 = 293$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---  
 $293 \times 0.44 = 129$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles:  $\frac{129}{2094} = 6\%$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.94$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2094 \left( \frac{0.95}{0.94} \right) = 2116$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

2116 vlph. < 2400 vlph.

este segmento opera a un nivel de servicio A.

Verificación del enlace No. 284 (E) San Jerónimo:

$p = 1.0\%$  y  $13\%$  de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

% de vehículos pesados en el carril Núm. 1 = 44 de la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$V_f = 2020$  vph.

$V_u =$  Se desconoce

$V_r = 74$  vph.

$V_d = 60$  vph.

$D_d = 830$  metros.

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 2020 + 195 \left( \frac{60}{830} \right) = 386 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril Núm. 1:

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.69$

$$V_1 = 386 \left( \frac{0.95}{0.69} \right) = 531 \text{ vlph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace  $V_T$  a vlph.

$$V_r = 74 \left( \frac{0.95}{0.88} \right) = 80 \text{ vlph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $531 + 80 = 611$  vlph.

Comparando con el volumen de convergencia en la tabla V.12

$$611 \text{ vlph.} < 1000 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio A

verificación del enlace No. 278 (S) Av. Toluca.

$p = -5.5\%$  y  $13\%$  de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

% de vehículos pesados en el carril Núm. 1 = 44

de la figura V.2

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 2094 \text{ vph.}$$

$$V_r = 60 \text{ vph,}$$

$$V_u = 74 \text{ vph}$$

$$D_u = 830 \text{ metros.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 2094 + 0.473 \times 60 + 65.5 \left( \frac{74}{830} \right) = 612 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril Núm. 1:

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.69$

$$V_1 = 612 \left( \frac{0.95}{0.69} \right) = 843 \text{ vlph.}$$

comparando con el volumen de divergencia en la tabla V.12

$$843 \text{ vlph} < 1100 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio A.

Verificación del entrecruzamiento de los enlaces No. 284 (E) y No. 278 (S)

$$74 \left( \frac{0.95}{0.88} \right) \text{ entrando} + 60 \left( \frac{0.95}{0.88} \right) \text{ saliendo} = 80 + 65 = 145 \text{ vlph.}$$

que se entrecruzan en una longitud de 830 metros, según la tabla V.12 el volumen de entrecruzamiento se encuentra a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 278 (S) Av. Toluca y No. 276 (E) Av. Toluca  
En la autopista:

$p = 2\%$  en una longitud de 495 metros.

$$\text{Volumen de demanda} = 2094 - 60 = 2034 \text{ vph.}$$

$$\text{Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1.6 B} = 2034 \times 0.14 = 285 \text{ vph.}$$

$$\text{Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, } 285 \times 0.44 = 127 \text{ vph.}$$

$$\% \text{ de vehículos pesados en los tres carriles, } \frac{127}{2034} = 6$$

de la tabla V.3,  $E_t = 5$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.81$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 2034 \left( \frac{0.95}{0.81} \right) = 2386 \text{ vlph.}$$



Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$2386 \text{ v/1ph} < 2400 \text{ v/1ph}$$

Opera a un nivel de servicio A

Enlace No. 276 (E) Av. Toluca.

$p = -2.8\%$  y  $13\%$  de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

de la figura V.1:

$$V_L = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 2034 \text{ vph.}$$

$$V_T = 233 \text{ vph.}$$

$$V_u = 60 \text{ vph.}$$

$$V_d = 92 \text{ vph.}$$

$$D_d = 450 \text{ metros.}$$

$$V_L = -121 + 0.244 \times 2034 - 0.085 \times 60 + 195 \left( \frac{92}{450} \right) = 410 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1.

de la tabla V.5,  $44\%$  de vehículos pesados en el carril Núm. 1

de la tabla V.3,  $E_t = 3$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.53$

$$V_L = 410 \left( \frac{0.95}{0.53} \right) = 735 \text{ v/1ph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace  $V_T$  a v/1ph:

$$V_T = 233 \left( \frac{0.95}{0.88} \right) = 252 \text{ v/1ph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $735 + 252 = 987 \text{ v/1ph.}$

Comparando con el volumen de convergencia de la tabla V.12

$$987 \text{ v/1ph} < 1000 \text{ v/1ph}$$

Opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 276 (E) Av. Toluca y No. 274 (S) Alta-vista (Desierto).

En la autopista:

$p = 2\%$  en una longitud de 450 metros.

Volumen de demanda =  $2034 + 233 = 2267$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1,  $6B = 2267 \times 0.14 = 317$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla v.5, ----  
 $317 \times 0.44 = 139$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:  $\frac{139}{2267} = 6$

de la tabla V.3,  $E_t = 5$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.81$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2267 \left(\frac{0.95}{0.81}\right) = 2659$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

$$2659 \text{ vlph} < 3500 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio B.

Enlace No. 274 (S) Altavista (Desierto)

$p = 3\%$  con  $13\%$  de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.72$

de la figura V.2

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 2267 \text{ vph.}$$

$$V_r = 92 \text{ vph.}$$

$$V_u = 233 \text{ vph.}$$

$$D_u = 450 \text{ metros.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 2267 + 0.473 \times 92 + 65.5 \frac{233}{450} = 696 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1

de la tabla V.5,  $44\%$  de vehículos pesados en el carril Núm. 1

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.43$

$$V_1 = 696 \left(\frac{0.95}{0.43}\right) = 1538 \text{ vlph.}$$

Comparando con el volumen de divergencia indicado en la tabla V.12.

1538 v/1ph < 1650 v/1ph.

opera a un nivel de servicio C con un FMD = 0.91

verificación del entrecruzamiento de los enlaces No. 276 (E) y No. ----  
274 (S).

233  $\left(\frac{0.95}{0.88}\right)$  entrando + 92  $\left(\frac{0.95}{0.72}\right)$  saliendo = 252 + 121 = 373 v/1ph que se  
entrecruzan en una longitud de 450 m., según la tabla V.12:

373 v/1ph < 800 v/1ph.

opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 274 (S) Altavista (Desierto) y No. 272 -  
(E) Altavista (Desierto)

En la autopista:

p = -4% en una longitud de 650 metros.

Volumen de demanda = 2267 - 92 = 2175 v/1ph.

Volumen en el carril N.º 1, de la tabla 1.6B = 2175 x 0.14 = 305 v/1ph.

Volumen de vehículos pesados en el carril N.º 1, de la tabla V.5, ----

305 x 0.44 = 134 v/1ph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{134}{2175} = 6$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.94$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda = 2175 v/1ph  $\left(\frac{0.95}{0.94}\right)$  = 2198 v/1ph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

2198 v/1ph < 2400 v/1ph.

opera a un nivel de servicio A.

Enlace No. 272 (E) Altavista (Desierto)

p = 1% y 13% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

De la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 2175 \text{ vph}$$

$$V_r = 336 \text{ vph}$$

$$V_u = 92 \text{ vph}$$

$$V_d = 115 \text{ vph}$$

$$D_d = 315 \text{ m.}$$

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 2175 - 0.085 \times 92 + 195 \frac{115}{315} = 473 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril No. 1

de la tabla V.5, 44% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.69$

$$V_1 = 473 \left( \frac{0.95}{0.69} \right) = 651 \text{ vlph.}$$

Conversión del volumen mixto en el enlace  $V_r$  a vlph.

$$V_r = 336 \left( \frac{0.95}{0.88} \right) = 363 \text{ vlph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $651 + 363 = 1014 \text{ vlph}$

Comparando con el volumen de convergencia de la tabla V.12

$$1014 \text{ vlph} < 1200 \text{ vlph}$$

opera a un nivel de servicio B.

Segmento entre los enlaces No. 272(E) Altavista (Desierto) y No. 270(S) Las Flores.

En la autopista:

$p = 1\%$  en una longitud de 315 metros

Volumen de demanda =  $2175 + 336 = 2511 \text{ vph}$

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1.6B =  $2511 \times 0.14 = 352 \text{ vph}$ .

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ----

$352 \times 0.22 = 77 \text{ vph}$ ,

% de vehículos pesados en tres carriles,  $\frac{77}{2511} = 3$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda,  $2511 \times \frac{0.95}{0.97} = 2459 \text{ vlph}$ .

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$2459 \text{ vlph} < 3500 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio B.

Enlace No. 270(S) Las Flores.

$p = 0\%$  con 13% de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4  $T_L = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.2:

$$V_j = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 2511 \text{ vph.}$$

$$V_r = 115 \text{ vph.}$$

$$V_u = 336 \text{ vph.}$$

$$D_u = 315 \text{ m.}$$

$$V_j = 94 + 0.231 \times 2511 + 0.473 \times 115 + 65.5 \frac{336}{315} = 798 \text{ vph}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1:

de la tabla V.5, 22 % de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_1 = 0.82$

$$V_j = 798 \frac{0.95}{0.82} = 925 \text{ vlph.}$$

Comparando con el volumen de divergencia de la tabla V.12:

$$925 \text{ vlph} < 1100 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio A.

Verificación del entrecruzamiento de los enlaces No. 272(E) y No. 270

(S).

$336 \frac{0.95}{0.88}$  entrando +  $115 \frac{0.95}{0.88}$  saliendo = 487 vlph, que se entrecruzan en una longitud de 315 m.

Comparando con el volumen de entrecruzamiento de la tabla V.12, -----

$$487 \text{ vlph} < 800 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 270(S) Las Flores y No. 268(E) Las Flores.

En la autopista:

$p = 1$  % en una longitud de 460 metros

Volumen de demanda =  $2511 - 115 = 2396$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1.6B =  $2396 \times 0.14 = 335$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la Tabla V.5, ---  
 $335 \times 0.22 = 74$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles,  $\frac{74}{2396} = 3$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2396 \frac{0.95}{0.97} = 2347$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$2347 \text{ vlph} < 2400 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio A

Enlace No. 268(E) Las Flores:

$p = 1$  % y 13 % de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.1:

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$V_f = 2396$  vph.

$V_r = 152$  vph.

$V_u = 115$  vph.

$V_d = 89$  vph.

$D_d = 790$  m.

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 2396 - 0.085 \times 115 + 195 \frac{89}{790} = 476 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril Núm.1:

de la tabla V.5, 22 % de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.82$

$$V_1 = 476 \frac{0.95}{0.82} = 551 \text{ vlph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace  $V_r$ :

$$V_r = 152 \frac{0.95}{0.88} = 164 \text{ vph}$$

Volumen en el punto de convergencia = 551 + 164 = 715 vph.

Comparando con el volumen de convergencia de la tabla V.12:

$$715 \text{ vph} < 1000 \text{ vph.}$$

opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 268(E) Las Flores y No. 266(S) Barranca del Muerto.

En la autopista:

$p = 1\%$  en una longitud de 790 metros.

Volumen de demanda = 2396 + 152 = 2548 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla 1.6B = 2548 x 0.14 = 357 vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---  
357 x 0.22 = 79 vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:  $\frac{79}{2548} = 3$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda = 2548  $\frac{0.95}{0.97} = 2495$  vph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$2495 \text{ vph} < 3500 \text{ vph}$$

opera a un nivel de servicio B.

Enlace No. 266(S) Barranca del Muerto:

$p = -2.3\%$  y 13% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.2:

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 4825 \text{ vph.}$$

$$V_r = 89 \text{ vph.}$$

$$V_u = 152 \text{ vph.}$$

$$D_u = 790 \text{ vph.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 4825 + 0.473 \times 89 + 65.5 \frac{152}{790} = 1264 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril N<sup>o</sup>m. 1:

de la tabla V.5, 22% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

$$V_1 = 1264 \frac{0.95}{0.88} = 1365 \text{ v/ph}$$

Comparando con el volumen de divergencia de la tabla V.12

$$1365 \text{ v/ph} < 1650 \text{ v/ph.}$$

opera a un nivel de servicio C con  $FMD = 0.91$

Verificación del entrecruzamiento de los enlaces No. 268(E) y No. 266(S):

$152 \frac{0.95}{0.88}$  entrando +  $89 \frac{0.95}{0.88}$  saliendo = 260 v/ph, que se entrecruzan en -- una longitud de 790 m.

Comparando con el volumen de entrecruzamiento de la tabla V.12,

$$260 \text{ v/ph} < 800 \text{ v/ph.}$$

opera a un nivel de servicio A.

Segmento entre los enlaces No. 266(S) Barranca del Muerto y No. 264(E) -- Barranca del Muerto.

En la autopista:

$p = -2\%$  en una longitud de 510 metros.

Volumen de demanda =  $4825 - 89 = 4736$  vph.

Volumen en el carril N<sup>o</sup>m. 1, de la tabla I.6B =  $4736 \times 0.14 = 663$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril N<sup>o</sup>m. 1, de la tabla V.5, -----

$$663 \times 0.14 = 93 \text{ vph.}$$

% de vehículos pesados en los tres carriles:  $\frac{93}{4736} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 4736 \frac{0.95}{0.98} = 4591 \text{ v/ph.}$$

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$4591 \text{ v/ph} < 4900 \text{ v/ph.}$$

opera a un nivel de servicio D con  $FMD = 0.91$

Enlace No. 264(E) Barranca del Muerto:

$p = 2.2\%$  y 14% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 3$



de la tabla V.4,  $T_L = 0.78$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.1:

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 4736 \text{ vph.}$$

$$V_r = 630 \text{ vph.}$$

$$V_u = 89 \text{ vph.}$$

$$V_d = 87 \text{ vph.}$$

$$D_d = 430 \text{ m.}$$

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 4736 - 0.85 \times 89 + 195 \frac{87}{430} = 1066 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril Núm. 1:

de la tabla V.5, 14 % de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.88$

factor de seguridad = 0.95

$$V_1 = 1066 \frac{0.95}{0.88} = 1151 \text{ vlph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace  $V_r$  a vlph:

$$V_r = 630 \frac{0.95}{0.78} = 767 \text{ vlph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $1151 + 767 = 1918 \text{ vlph.}$

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$1918 \text{ vlph} < 2000 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio E (Capacidad)

En seguida es necesario analizar el segmento entre los enlaces No.

264(E) Barranca del Muerto y No. 262(S) Molinos.

Segmento entre los enlaces No. 264(E) Barranca del Muerto No. 262(S) Molinos.

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 550 metros.

Volumen de demanda =  $4736 + 630 = 5366 \text{ vph.}$

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5366 \times 0.14 = 751 \text{ vph.}$

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---

$751 \times 0.14 = 105 \text{ vph.}$

¶ de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{105}{5366} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

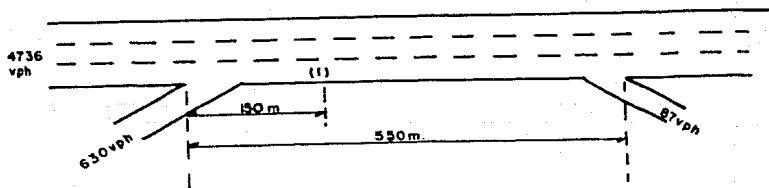
Volumen de demanda =  $5366 \frac{0.95}{0.98} = 5202$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$5202 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio D con FIMD = 1.00

Verificación del volumen del carril Núm. 1, en el punto (1)



Volumen total de tránsito de paso en el carril Núm. 1, de la tabla V.13,

$$= 0.18 \times 4736 \frac{0.95}{0.98} = 826 \text{ vlph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de entrada, figura V.9 caso I =

$$= 1.00 \times 630 \frac{0.95}{0.78} = 767 \text{ vlph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de salida, figura V.9 Caso I

$p = 3.7$  ¶ y 14% de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.70$

$$V = 0.79 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = 93 \text{ vlph.}$$

Volumen total en el punto (1) = 1686 vlph.

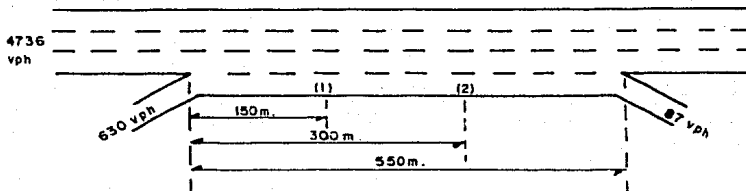
Comparando el volumen de servicio de la tabla V.12

$$1686 \text{ vlph} \rightarrow 1650 \text{ vlph con FIMD} = 0.91$$

La operación de entrecruzamiento no es satisfactoria.

El análisis anterior indica que la geometría actual es deficiente en la zona entre enlaces. Se propone reconstruir esa zona, para mejorar la operación que no cumple con el nivel de servicio D.

la reconstrucción apropiada para cumplir con los requisitos del nivel D, consiste en aumentar un carril entre los enlaces No. 264(E) y No. 262(S), con objeto de proporcionar un espacio adicional de maniobra y reducir el número de vehículos en el carril Núm. 1.



Utilizando el Caso II de la figura V.9 (c):

1.- Verificación en el punto (1), a 150 m. después del enlace de entrada.

a).- En el carril Núm. 1:

Volumen de tránsito de paso (tabla V.13) = 826 vph.

Volumen de tránsito del enlace de entrada, figura V.9c =  
 $= 0.50 \times 630 \frac{0.95}{0.78} = 384 \text{ vph.}$

Volumen de tránsito del enlace de salida, figura V.9c =  
 $= 0.29 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = 34 \text{ vph.}$

Volumen total = 1244 vph < 1650 vph con FMD = 0.91

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la tabla V.12 en el carril Núm. 1.

b).- En el carril auxiliar:

Volumen de tránsito del enlace de entrada =  $0.50 \times 630 \frac{0.95}{0.78} =$   
 $= 384 \text{ vph.}$

Volumen de tránsito del enlace de salida =  $0.50 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = 59 \text{ vph}$

Volumen total 443 vph < 1650 vph con FMD = 0.91

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la Tabla V.12

c).- Volumen total entre los enlaces de todos los carriles de la autopista en la sección transversal (1).

$$5202 - 443 = 4759 \text{ vlph} < 4900 \text{ vlph.}$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la tabla V.12.

d).- Volumen de entrecruzamiento en el segmento a 150 m.

de la figura V.9 c): enlace de entrada:

$$0.50 \times 630 \frac{0.95}{0.78} = 384 \text{ vlph.}$$

$$\text{enlace de salida} = 0.5 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = 59 \text{ vlph.}$$

$$\text{Volumen total de entrecruce} = 443 \text{ vlph.}$$

Comparando con la tabla V.12:

$$443 \text{ vlph} < 1350 \text{ vlph con un FMD} = 0.91$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria.

e).- Conclusión: Se cumplen las condiciones para el nivel de servicio D; la reconstrucción es satisfactoria en el punto (1).

2.- Verificación en el punto (2), a 300 m. después del enlace de entrada.

a).- En el carril Núm. 1.

$$\text{Volumen de tránsito de paso (tabla V.13)} = 826 \text{ vlph.}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de entrada, figura V.9 c)} \\ = 0.66 \times 630 \frac{0.95}{0.78} = 506 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de salida, figura V.9 c)} \\ = 0.19 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = 22 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\text{Volumen total} = 1354 \text{ vlph} < 1650 \text{ vlph con FMD} = 0.91$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la Tabla V.12

b).- En el carril auxiliar:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de entrada} &= 0.14 \times 630 \frac{0.95}{0.78} = \\ &= 107 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de salida} &= 0.76 \times 87 \frac{0.95}{0.70} = \\ &= 90 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\text{Volumen total} = 197 \text{ vlph} < 1650 \text{ vlph con FMD} = 0.91$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la Tabla V.12.

c).- Volumen total entre los enlaces en todos los carriles de la autopista en la sección transversal (2).

$$5202 - 197 = 5005 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la tabla -- V.12 a través de todos los carriles de la autopista un FMD = 1.00.

- d). - El volumen máximo de entrecruce ocurre en el punto (1); por lo tanto la verificación posterior no es necesaria, por lo que la primera verificación fue satisfactoria.
- e). - Conclusión: se cumplan las condiciones al nivel de servicio D; por lo tanto la reconstrucción propuesta es satisfactoria en el punto-- (2).

Segmento entre los enlaces No. 262(S) Molinos y No. 258(E) Rfo Mixcoac.  
En la autopista:

$p = -1$  % en una longitud de 160 metros.

Volumen de demanda =  $5366 - 87 = 5279$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5279 \times 0.14 = 739$  vph.--

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $739 \times 0.14 = 103$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{103}{5279} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5279 \frac{0.95}{0.98} = 5117$  vph

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

$5117$  vph  $<$   $5400$  vph.

opera a un nivel de servicio D con FMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 258(E) Rfo Mixcoac y No. 256(S) Rfo Mix--  
coac.

Desde el segmento anterior la operación no es satisfactoria, por lo tanto es necesario reconstruir el segmento entre los enlaces, considerando un carril adicional.

En la autopista:

$p = -1$  % en una longitud de 510 metros.

Volumen de demanda =  $5279 + 273 = 5552$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5552 \times 0.14 = 777$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5 =  
 $777 \times 0.14 = 109$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{109}{5552} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5552 \frac{0.95}{0.98} = 5382$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

$$5382 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

opera a un nivel de servicio D con FMD = 1.00

Del enlace No. 258(E)

$p = 3.3\%$  y 20% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.63$

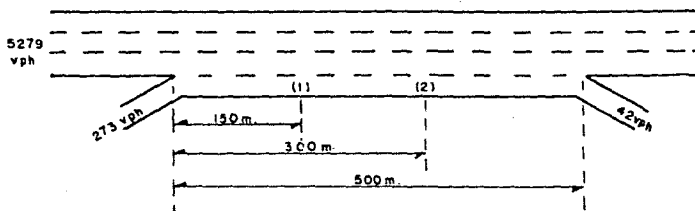
Del enlace No. 256 (S)

$p = 0\%$  y 20% de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.83$

Utilizando el caso II de la figura V.9 c):



1.- Verificación en el punto (1), a 150 m. después del enlace de entrada.

a).- En el carril Núm. 1:

$$\text{Volumen de tránsito de paso (Tabla V.13)} = 0.18 \times 5279 \frac{0.95}{0.98} = 921 \text{ vlph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de entrada, figura V.9 c) =  $0.50 \times 273$

$$\frac{0.95}{0.63} = 206 \text{ vlph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de salida, figura V.9 c) =  $0.29 \times 42$

$$\frac{0.95}{0.83} = 14 \text{ vlph.}$$

Volumen total = 1141 vlph < 1300 vlph.

La operación al nivel de servicio B es satisfactoria de la tabla V.12

b).- En el carril auxiliar:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de entrada} &= 0.50 \times 273 \frac{0.95}{0.63} = \\ &= 206 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito del enlace de salida} &= 0.50 \times 42 \frac{0.95}{0.83} = \\ &= 24 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\text{Volumen total} = 230 \text{ vlph} < 800 \text{ vlph.}$$

La operación al nivel de servicio A es satisfactoria de la tabla V.12.

c).- Volumen entre los enlaces en todos los carriles de la autopista de la sección transversal (1).

$$5382 - 230 = 5152 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria con un  $FMD = 1.00$  de la tabla V.12.

d).- Volumen de entrecruzamiento en el segmento a 150 m. de la figura V.9 c) enlace de entrada =  $0.50 \times 273 \frac{0.95}{0.83} = 24 \text{ vlph.}$

$$\begin{aligned} \text{Volumen total de entrecruce} &= 230 \text{ vlph} < 1650 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria de la tabla V.12

e).- Conclusión: se cumplen las condiciones para el nivel de servicio D en la sección transversal (1).

2.- Verificación en el punto (2) a 300 m. después del enlace de entrada.

a).- En el carril Núm. 1:

$$\text{Volumen de tránsito de paso (tabla V.13)} = 921 \text{ vlph.}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito en el enlace de entrada figura V.9 c)} &= \\ &= 0.66 \times 273 \frac{0.95}{0.63} = 272 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen de tránsito en el enlace de salida figura V.9 c)} &= \\ &= 0.19 \times 42 \frac{0.95}{0.83} = 9 \text{ vlph.} \end{aligned}$$

Volumen total = 1202 vlph. < 1650 vlph.

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria, de la tabla V.12.

b) .- En el carril auxiliar:

Volumen de tránsito del enlace de entrada =  $0.14 \times 273 \frac{0.95}{0.63} = 58$  vlph.

Volumen de tránsito del enlace de salida =  $0.76 \times 42 \frac{0.95}{0.83} = 37$  vlph.

Volumen total = 95 vlph. < 1650 vlph.

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria, de la tabla V.12.

c) .- Volumen entre los enlaces en todos los carriles de la autopista de la sección transversal (2).

$5382 - 95 = 5287$  vlph < 5400 vlph.

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria con un  $RMD = 1.00$  de la tabla V.12.

d) .- Volumen de entrecruzamiento en el segmento a 300 m. desde la convergencia de la figura V.9 c):

enlace de entrada =  $0.14 \times 273 \frac{0.95}{0.63} = 58$  vlph.

enlace de salida =  $0.76 \times 42 \frac{0.95}{0.83} = 37$  vlph.

Volumen total de entrecruce = 95 vlph < 1350 vlph.

La operación al nivel de servicio D es satisfactoria, de la Tabla V.12.

e) .- Conclusión: se cumplen las condiciones para el nivel de servicio D en la sección transversal (2).

Segmento entre los enlaces No. 256(S) Rfo Mixcoac y No. 254(S) San Antonio Ote. (Rfo Becerra).

En la autopista:

pendiente - 1 % en una longitud de 760 metros.

Volumen de demanda =  $5552 - 42 = 5510$  vph.

Volumen en el carril Núm 1, de la tabla 1.6B =  $5510 \times 0.14 = 771$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  $771 \times 0.14 = 108$  vph.



$$\% \text{ veh\u00edculos pesados en los tres carriles} = \frac{108}{5510} = 2$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5510 \frac{0.95}{0.98} = 5341 \text{ vlph.}$$

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12

$$5341 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

Opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 254(S) San Antonio Ote. (R\u00edo Becerra) y No. 252(S) San Antonio Pte. (R\u00edo Becerra).

En la autopista:

$p = 0$  % en una longitud de 260 metros.

$$\text{Volumen de demanda} = 5510 - 381 = 5129 \text{ vph.}$$

Volumen en el carril N\u00fam. 1, de la tabla 1.6B =  $5129 \times 0.19 = 975 \text{ vph.}$

Volumen de veh\u00edculos pesados en el carril N\u00fam 1, de la tabla V.5, ----  
 $975 \times 0.14 = 137 \text{ vph.}$

$$\% \text{ de veh\u00edculos pesados en los tres carriles} = \frac{137}{5129} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5129 \frac{0.95}{0.97} = 5023 \text{ vlph.}$$

$$5023 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

Opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 252(S) San Antonio Pte. (R\u00edo Becerra) y No. 242(S) Viaducto.

En la autopista:

del enlace No. 252(S) a la calle 4:

$p = - 3$  % en una longitud de 700 metros.

$$\text{Volumen de demanda} = 5129 - 35 = 5094 \text{ vph.}$$

Volumen en el carril N\u00fam. 1, de la tabla 1.6B =  $5094 \times 0.19 = 968 \text{ vph.}$

Volumen de veh\u00edculos pesados en el carril N\u00fam 1, de la tabla V.5, ----  
 $968 \times 0.14 = 136 \text{ vph.}$

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{136}{5094} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5094 \frac{0.95}{0.97} = 4989 \text{ vlph.}$$

$$4989 \text{ vlph} < 5400 \text{ vlph.}$$

Opera a un nivel de servicio D con un FMD = 1.00

de la calle 4 a enlace No. 242(S) Viaducto

$p = 3.5$  % en una longitud de 940 metros.

Volumen de demanda = 5094 vph.

Volumen en el carril Núm 1, = 968 vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm 1 = 136 vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles = 3

de la tabla V.3,  $E_t = 12$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.75$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5094 \frac{0.95}{0.75} = 6452 \text{ vlph.}$$

$$6452 \text{ vlph} > 6000 \text{ vlph.}$$

Volumen de demanda saturado.

En este caso es necesario adicionar un carril de la calle 4 al enlace No. 242(S).

$$6452 \text{ vlph} < 6600 \text{ vlph.}$$

Operaría a un nivel de servicio D con un FMD = 0.91.

Segmento entre los enlaces No. 242(S) Viaducto y No. 238(E) Viaducto.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 70 metros.

Volumen de demanda = 5850 - 152 = 5698 vph.

Volumen en el carril Núm 1, de la tabla I.6B = 5698 x 0.19 = 1083 vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm 1, de la tabla V.5,

$$1083 \times 0.19 = 206 \text{ vph.}$$

$$\% \text{ de vehículos pesados en los tres carriles} = \frac{206}{5698} = 4$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.96$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5698 \frac{0.95}{0.96} = 5639$  vlph

5639 vlph. < 6000 vlph.

Opera a la capacidad.

Segmento entre los enlaces No. 238(E) Viaducto y No. 234(E) Observatorio

El enlace No. 238(E) la zona de convergencia opera con un carril.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 650 metros.

Volumen de demanda =  $5698 + 504 = 6202$  vph.

Volumen en el carril N<sup>o</sup> 1, de la tabla I.6B =  $6202 \times 0.19 = 1178$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril N<sup>o</sup> 1, de la tabla v.5, ----  
 $1178 \times 0.19 = 224$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{224}{6202} = 4$ .

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.96$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6202 \frac{0.95}{0.96} = 6137$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

6137 vlph > 6000 vlph.

Volumen de demanda saturado.

Segmento entre los enlaces No. 234(E) Observatorio y No. 230(E) Constituyentes.

Al enlace No. 230(E) Constituyentes se debe señalar a un solo carril en la zona de convergencia.

En la autopista:

$p = - 1.3\%$  en una longitud de 770 metros.

Volumen de demanda =  $6202 + 253 = 6455$  vph.

Volumen en el carril N<sup>o</sup> 1, de la tabla I.6B =  $6455 \times 0.19 = 1226$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril N<sup>o</sup> 1, de la tabla V.5,  
 $1226 \times 0.19 = 233$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{233}{6455} = 4$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.96$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6455 \frac{0.95}{0.96} = 6388$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

6388 vlph > 6000 vlph.

Volumen de demanda saturado.

Segmento entre los enlaces No. 230(E) Constituyentes y No. 238(S) Constituyentes.

En la autopista:

$p = 1$  † en una longitud de 110 metros.

Volumen de demanda =  $6455 + 189 = 6644$  vph.

Volumen en el carril Núm 1, de la tabla I.6B =  $6644 \times 0.19 = 1262$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$1262 \times 0.19 = 240$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{240}{6644} = 4$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.96$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6644 \frac{0.95}{0.96} = 6575$  vlph.

6575 vlph > 6000 vlph.

Volumen de demanda saturado.

Segmento entre los enlaces No. 228(S) Constituyentes y No. 226(E) Constituyentes.

El enlace No. 226(E) opera con un solo carril en la convergencia.

En la autopista:

$p = 1$  † en una longitud de 110 metros.

Volumen de demanda =  $6644 - 60 = 6584$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $6584 \times 0.19 = 1251$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ----

$1251 \times 0.19 = 238$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{238}{6584} = 4$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.96$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6584 \frac{0.95}{0.96} = 6515$  vlph.

6515 vlph > 6000 vlph.

Volumen de demanda saturado.

Segmento entre los enlaces No. 226(E) Constituyentes y No. 206(S) Reforma.

Del enlace No. 226(E) a Virreyes:

El enlace No. 206(S) opera con un solo carril en la divergencia.

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 1250 metros.

Volumen de demanda =  $6584 + 210 = 6794$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $6794 \times 0.13 = 883$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $883 \times 0.19 = 168$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{168}{6794} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6794 \frac{0.95}{0.98} = 6586$  vlph.

6586 vlph > 6000 vlph.

Volumen de demanda saturado.

De Virreyes a Reforma - 500 m.

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 630 metros.

Volumen de demanda = 5195 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5195 \times 0.13 = 675$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---  
 $675 \times 0.37 = 250$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{250}{5195} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5195 \frac{0.95}{0.95} = 5195$  vlph.

5195 vlph < 5400 vlph.

Volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre Reforma - 500 m. a enlace No. 206(S)

En la autopista:

p = 0 % en una longitud de 230 metros.

Volumen de demanda = 5195 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5195 \times 0.13 = 675$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---  
 $675 \times 0.37 = 250$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{250}{5195} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5195 \frac{0.95}{0.95} = 5195$  vlph.

5195 vlph. < 5400 vlph.

Volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 206(S) Reforma y No. 204(S) Reforma.

El enlace No. 204(S) opera con un carril en la divergencia

En la autopista:

p = 0% en una longitud de 100 metros.

Volumen de demanda =  $5195 - 113 = 5082$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5082 \times 0.13 = 661$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5, ---  
 $661 \times 0.37 = 245$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{245}{5082} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5082 \frac{0.95}{0.95} = 5082$  vlph.

5082 vlph < 5400 vlph.

Volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 204(S) Reforma y No. 202(E) Reforma.

El enlace No. 202(E) opera con un carril en la convergencia.

En la autopista.

$p = 0$  % en una longitud de 100 metros.

Volumen de demanda =  $5082 - 280 = 4802$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4802 \times 0.13 = 624$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$624 \times 0.37 = 231$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{231}{4802} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4802 \frac{0.95}{0.95} = 4802$  vlph.

$4802$  vlph <  $4900$  vlph.

Volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 0.91

Segmento entre el enlace No. 202(E) Reforma y Reforma.

En la autopista:

$p = 0$  % en una longitud de 85 metros.

Volumen de demanda =  $4802 + 189 = 4991$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4991 \times 0.13 = 649$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$649 \times 0.37 = 240$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{240}{4991} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4991 \frac{0.95}{0.95} = 4991$  vlph.

$4991$  vlph <  $5400$  vlph.

El volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre Reforma y enlace No. 41102(E) Reforma (centro)

En la autopista:

$p = 1$  % en una longitud de 155 metros.

Volumen de demanda = 4991 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4991 \times 0.13 = 649$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $649 \times 0.37 = 240$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{240}{4991} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4991 \frac{0.95}{0.95} = 4991$  vlph.

$4991$  vlph <  $5400$  vlph

Volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FMD = 1.00

Segmento entre el enlace No. 41102(E) Reforma (centro) y Calle Volcán.

En la autopista:

$p = 1\%$  en una longitud de 305 metros.

El enlace No. 41102(E) opera con un carril en la convergencia.

Volumen de demanda =  $4991 + 430 = 5421$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5421 \times 0.13 = 705$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $705 \times 0.37 = 261$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{261}{5421} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5421 \frac{0.95}{0.95} = 5421$  vlph.

$5421$  vlph <  $6000$  vlph.

El volumen de demanda opera a la capacidad.

Segmento entre Calle Volcán y Presidente Mazarik

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 450 metros.

Volumen de demanda = 5421 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5421 \times 0.13 = 705$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,



$705 \times 0.37 = 261$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{261}{5421} = 5$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5421 \frac{0.95}{0.95} = 5421$  vlph.

$5421$  vlph <  $6000$  vlph.

El volumen de demanda opera a la Capacidad.

El enlace No. 41116(S) Palmas, no es una divergencia del Periférico sino que es un enlace sobre una lateral de la izquierda en el sentido Norte - y se dirige hacia Palmas.

Segmento entre Presidente Mazarik y enlace No. 41118(E) Palmas. (Este -- segmento tiene 4 carriles en un sentido de circulación, sin lateral).

En la autopista:

$p = 2$  ‡ en una longitud de 330 metros.

Volumen de demanda =  $5421$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5421 \times 0.15 = 813$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $813 \times 0.37 = 301$  vph.

‡ de vehículos pesados en los cuatro carriles =  $\frac{301}{5421} = 6$

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.85$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5421 \frac{0.95}{0.85} = 6059$  vlph.

$6059$  vlph <  $6600$  vlph.

El volumen de demanda opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 0.91 - para los 4 carriles en un sentido de circulación.

Segmento entre el enlace No. 41118(E) y Homero. (Este segmento tiene 4 ca rriles en un sentido de circulación, sin lateral).

En la autopista:

$p = 2$  ‡ en una longitud de 140 metros.

Volumen de demanda =  $5421 + 397 = 5818$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5818 \times 0.15 = 873$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm 1, de la tabla V.5,  
 $873 \times 0.37 = 323$  vph.

¶ de vehículos pesados en los 4 carriles:

$$\frac{323}{5818} = 6$$

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.85$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5818 \frac{0.95}{0.85} = 6502$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$6502 \text{ vlph} < 6600 \text{ vlph.}$$

Opera a un nivel de servicio D con un FMD = 0.91

Segmento entre Homero y enlace S/N (S) Ejército Nacional. (a partir de Homero hacia el Norte tiene 3 carriles de un sentido de circulación).

En la autopista:

$p = 1$  ¶ en una longitud de 530 metros.

Volumen de demanda = 4280 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4280 \times 0.15 = 642$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$$642 \times 0.32 = 205 \text{ vph.}$$

¶ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{205}{4280} = 5$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.95$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4280 \frac{0.95}{0.95} = 4280$  vlph.

Comparando con el volumen de servicio de la tabla V.12:

$$4280 \text{ vlph} < 4900 \text{ vlph.}$$

Opera a un nivel de servicio D con un FMD = 0.91

Los enlaces S/N (E) Ejército Nacional, S/N (E) Legaria y S/N (E) Conscripto quedaron suprimidos; los enlaces S/N (S) Ejército Nacional y S/N (S) Conscripto carecen de información del volumen de demanda.

ANÁLISIS OPERACIONAL DE LA AUTOPISTA  
SENTIDO SUR

El enlace No. 41139(S) está suprimido.

Segmento entre el enlace No. 41129(E) Legaria y No. 41137(S) Legaria  
En la autopista:

$p = 0.6$  % en una longitud de 260 metros.

Volumen de demanda =  $5095 + 449 = 5544$  vph.

Volumen en el carril Núm 1, de la tabla I.6B =  $5544 \times 0.15 = 832$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$832 \times 0.20 = 166$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{166}{5544} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5544 \frac{0.95}{0.97} = 5430$  vlph.

$5430$  vlph  $<$   $6000$  vlph.

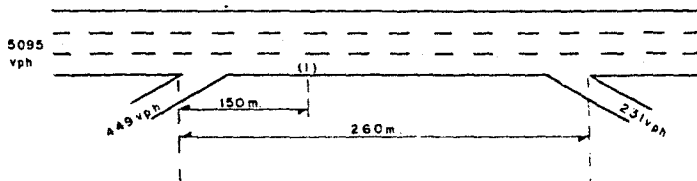
Este segmento se acerca a la capacidad.

Enlace No. 41129(E) Legaria; en la convergencia opera a un carril.

$p = 5$  % y  $13$  % de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.5,  $T_L = 0.72$



Enlace No. 41137(S) Legaria:

$p = 3.4\%$  y  $13\%$  de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.72$

Verificación del volumen del carril Núm. 1, en el punto (1).

Volumen total de tránsito de paso en el carril Núm. 1, de la tabla V.13

$$= 0.18 \times 5095 \frac{0.95}{0.97} = 898 \text{ vph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de entrada (figura V.9 caso I) =

$$= 1.00 \times 449 \frac{0.95}{0.72} = 592 \text{ vph.}$$

Volumen de tránsito del enlace de salida (figura V.9 caso I) =

$$= 1.00 \times 87 \frac{0.95}{0.72} = 115 \text{ vph.}$$

Volumen en total en el punto (1) = 1605 vph.

$$1605 \text{ vph} < 1650 \text{ vph. para FMD} = 0.91$$

Opera a un nivel de servicio D.

Segmento entre los enlaces No. 41137(S) Legaria y No. 41127(E) Ejército Nacional.

En la autopista:

$p = 0.6\%$  en una longitud de 370 metros.

Volumen de demanda =  $5544 - 231 = 5313$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5313 \times 0.15 = 797$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$$797 \times 0.20 = 159 \text{ vph.}$$

$\%$  de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{159}{5313} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5313 \frac{0.95}{0.97} = 5203 \text{ vph.}$$

$$5203 \text{ vph} < 5400 \text{ vph. con un FMD} = 1.00$$

Si se reconstruye a 4 carriles.

$$5203 \text{ vph} < 6000 \text{ vph.}$$

Operaría a un nivel de servicio C con un FMD = 0.91

Segmento entre el enlace No. 41127(E) Ejército Nacional y Av. Homero.

$p = - 1\%$  en una longitud de 540 metros:

Volumen de demanda =  $5313 + 584 = 5897$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5897 \times 0.15 = 885$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5;  
 $885 \times 0.20 = 177$  vph.

¿ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{177}{5897} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5897 \frac{0.95}{0.97} = 5775$  vlph.

$5775$  vlph <  $6000$  vlph. Opera a la capacidad.

Si se reconstruye a 4 carriles

$5775$  vlph <  $6000$  vlph.

Operaría a un nivel de servicio C con  $FMD = 0.91$

en todo caso eliminar la faja separadora lateral hasta la Avenida de Ba  
talla de Celaya.

Segmento entre Av. Homero y enlace No. 41109(S) Palmas.

Nota: El enlace No. 41109(S) Palmas es una divergencia a la izquierda -  
operando con dos carriles.

En la autopista:

$p = - 2\%$  en una longitud de 150 metros.

Volumen de demanda =  $6040$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $6040 \times 0.15 = 906$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5:

$906 \times 0.20 = 181$  vph.

¿ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{181}{6040} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $6040 \frac{0.95}{0.97} = 5915$  vlph.

$5915$  vlph <  $6000$  vlph. Opera a la capacidad.

Si se elimina la faja separadora lateral acondicionada a 4 carriles.  
5915 vlph. < 6000 vlph.

Operaría a un nivel de servicio C con FMD = 0.91 según la tabla V.12  
El enlace No. 41107(E) Palmas esta suprimido.

Segmento entre el enlace No. 41109(S) Palmas y Tecamachalco, este segmento opera con 4 carriles sin lateral.

En la autopista:

$p = 2\%$  en una longitud de 330 metros.

Volumen de demanda = 6040 - 600 = 5440 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B = 5440 x 0.15 = 816 vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
816 x 0.20 = 163 vph.

¿ de vehículos pesados en los cuatro carriles:

$$\frac{163}{5440} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda = 5440  $\frac{0.95}{0.97} = 5328$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

5328 vlph < 6000 vlph.

Opera a un nivel de servicio C con FMD = 0.91

Segmento entre Tecamachalco y Volcán.

En este segmento tiene calle lateral de 2 carriles.

En la autopista:

$p = 1\%$  en una longitud de 500 metros.

Volumen de demanda = 5440 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B = 5440 x 0.15 = 816 vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
816 x 0.20 = 163 vph.

¿ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{163}{5440} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5440 \frac{0.95}{0.97} = 5328$  vlph.

Comparando con la tabla V.12:

5328 vlph. < 6000 vlph.

Se acerca a la capacidad. Si se acondiciona este segmento a 4 carriles

5328 vlph. < 6000 vlph.

Operaría a un nivel de servicio C con FMD = 0.91

Segmento entre Volcán y enlace No. 41105(S) Reforma Lomas. Este segmento opera con 4 carriles sin calle lateral.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 310 metros.

Volumen de demanda = 5440 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5440 \times 0.16 = 870$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $870 \times 0.20 = 174$  vph.

% de vehículos pesados en los cuatro carriles:

$$\frac{174}{5440} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5440 \frac{0.95}{0.97} = 5328$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

5328 vlph < 6000 vlph.

Opera a un nivel de servicio C con FMD = 0.91

Segmento entre enlace No. 41105(S) Reforma Palmas y No. 41103(S) Reforma Centro. El enlace No. 41103 opera un carril en la divergencia.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 110 metros.

Volumen de demanda =  $5440 - 167 = 5273$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5273 \times 0.16 = 844$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $844 \times 0.20 = 169$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{169}{5273} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5273 \frac{0.95}{0.97} = 5164$  vlph.

Comparando con la tabla V.12.

5164 vlph < 5400 vlph. Opera a un nivel de servicio D con -----  
FHM = 1.00

Segmento entre enlace No. 41103(S) Reforma Centro y No. 41101(E) Reforma Oriente. El enlace No. 41101(E) Reforma Oriente opera con un carril en la convergencia.

En la autopista:

$p = 0\%$  en una longitud de 105 metros.

Volumen de demanda =  $5273 - 747 = 4526$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4526 \times 0.16 = 724$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $724 \times 0.20 = 145$  vph.

‡ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{145}{4526} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4526 \frac{0.95}{0.97} = 4433$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

4433 vlph < 4900 vlph. Este segmento opera a un nivel de servicio D con FHM = 0.91

Segmento entre enlace No. 41101(E) Reforma Oriente y No. 201(E) Reforma Poniente.

En la autopista:

$p = 0\%$  en una longitud de 200 metros.

En el enlace No. 201(E), opera con un carril en la convergencia.

Volumen de demanda =  $4526 + 381 = 4907$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4907 \times 0.16 = 785$  vph.



Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $785 \times 0.20 = 157$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{157}{4907} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 4907 \frac{0.95}{0.97} = 4806 \text{ vlp.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$4806 \text{ vlp} < 4900 \text{ vlp.}$$

este segmento opera un nivel de servicio D con un FHMD = 0.91

Segmento entre el enlace No. 201(E) Reforma Poniente y Reforma + 500 m.

En la autopista:

$p = 0$  % en una longitud de 235 metros.

Volumen de demanda =  $4907 + 222 = 5129$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5129 \times 0.16 = 821$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5;

$$821 \times 0.20 = 164 \text{ vph.}$$

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{164}{5129} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 5129 \frac{0.95}{0.97} = 5023 \text{ vlp.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$5023 \text{ vlp} < 5400 \text{ vlp.}$$

este segmento opera a un nivel de servicio D con FHMD = 1.00

Segmento entre Reforma + 500 m. y Virreyes.

En la autopista:

$p = 1$  % en una longitud de 550 metros.

Volumen de demanda = 5129 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $5129 \times 0.16 = 821$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $821 \times 0.20 = 164$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{164}{5129} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $5129 \frac{0.95}{0.97} = 5023$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

$5023$  vlph  $<$   $5400$  vlph. Este segmento opera a un nivel de servicio D con FMD = 1.00

Todos los enlaces que intervienen en el trébol VIRREYES no se analiza - considerando que es de servicio dominical o festival. Por otra parte no hay datos vehiculares de enlaces.

#### Segmento entre Virreyes y Electricistas

En la autopista:

$p = 2$  % en una longitud de 1250 metros.

Volumen de demanda = 4815 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4815 \times 0.16 = 770$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,

$770 \times 0.23 = 177$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{177}{4815} = 4$$

de la tabla V.3,  $E_t = 5$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.86$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4815 \frac{0.95}{0.86} = 5319$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

$5319$  vlph  $<$   $5400$  vlph. Este segmento opera a un nivel de servicio D con FMD = 1.00

Los enlaces de salida a la Plaza del Maestro (que no aparece en el plano) y el de entrada de la Plaza del Maestro S/N (Constituyentes) no se analizan por considerar que son del servicio dominical o festivo.

Por otra parte no hay datos vehiculares de dichos enlaces. Además operan con un carril en la divergencia y en la convergencia respectivamente.

Segmento entre Electricistas y enlace No. 219(S) Constituyentes.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 275 metros.

Volumen de demanda = 4815 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4815 \times 0.13 = 626$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $626 \times 0.23 = 144$  vph.

¶ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{144}{4815} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4815 \frac{0.95}{0.97} = 4715$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

$4715$  vlph <  $4900$  vlph. Este segmento opera a un nivel de servicio D con FMD = 0.91

Segmento entre enlace No. 219(S) Constituyentes y No. 221(E) Constituyentes.

En la autopista:

$p = - 1\%$  en una longitud de 80 metros.

Volumen de demanda =  $4815 - 123 = 4692$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4692 \times 0.13 = 610$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $610 \times 0.23 = 140$  vph.

¶ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{140}{4692} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4692 \frac{0.95}{0.97} = 4595$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

$$4595 \text{ vlph} < 4900 \text{ vlph.}$$

Este segmento opera a un nivel de servicio D con  $FMD = 0.91$

Segmento entre enlace No. 221(E) Constituyentes y Héroes de 1847.

El enlace No. 221(E) Constituyentes opera con un carril en la convergencia.

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 200 metros.

Volumen de demanda =  $4692 + 54 = 4746 \text{ vph.}$

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $4746 \times 0.13 = 617 \text{ vph.}$

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.3,  
 $617 \times 0.23 = 142 \text{ vph.}$

¶ de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{142}{4746} = 3$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.97$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $4746 \frac{0.95}{0.97} = 4648 \text{ vlph.}$

Comparando con la tabla V.12

$$4648 \text{ vlph} < 4900 \text{ vlph.}$$

Este segmento opera a un nivel de servicio D con  $FMD = 0.91$

El enlace S/N (S) Constituyentes está suprimido.

Los enlaces S/N (S) Observatorio, S/N (E) Observatorio, S/N (S) Observatorio y S/N (Observatorio) No tienen datos de volumen de demanda.

El enlace No. 235(E) Viaducto no es posible analizar por falta del volumen de demanda de los enlaces anteriores S/N (S) Observatorio.

El enlace No. 237(S) Viaducto no existe o suprimido

Los enlaces No. 245(E) Río Becerra (San Antonio), No. 247(E) Río Becerra (San Antonio), S/N (S) Río Becerra (San Antonio) y No. 249(S) Río Becerra (San Antonio).

Esta modificado y reconstruido de tal manera que no tienen enlaces con el carril Núm. 1, y ahora esos enlaces operan sobre la calle lateral.

El enlace S/N (E) Río Mixcoac está suprimido. Por otra parte existe un enlace de entrada a 100 metros atrás a la altura de la calle Cellini operan

do un carril en la convergencia, pero carece de la información con respecto a la demanda de tránsito.

El enlace S/N (S) Rfo Mixcoac carece de información con relación a la demanda de tránsito.

Segmento entre el enlace No. 255(S) Rfo Mixcoac y No. 259(S) Barranca del Muerto.

(El enlace S/N (E) Rfo Mixcoac localizado después del enlace No. 255(S) Rfo Mixcoac no existe o ha sido suprimido).

En la autopista:

$p = 2$  % en una longitud de 720 metros.

Volumen de demanda = 3970 vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3970 \times 0.17 = 675$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $675 \times 0.65 = 439$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{439}{3970} = 11$$

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.76$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $3970 \frac{0.95}{0.76} = 4963$  vph.

Comparando con la tabla V.12

$$4963 \text{ vph} < 5400 \text{ vph.}$$

Este segmento opera a un nivel de servicio D con un FHMD = 1.00

Segmento entre los enlaces No. 259(S) Barranca del Muerto y No. 261(E) - Barranca del Muerto.

En la autopista:

$p = 2$  % en una longitud de 450 metros.

Volumen de demanda =  $3970 - 840 = 3130$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3130 \times 0.17 = 532$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $532 \times 0.65 = 346$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles =  $\frac{346}{3130} = 11$

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.76$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $3130 \frac{0.95}{0.76} = 3913$  vlph.

Comparando con la tabla V.12:

3913 vlph. < 4350 vlph.

Este segmento opera a un nivel de servicio C con un FMD = 0.91

Segmento entre el enlace No. 261(E) Barranca del Muerto y No. 263(S) Las Flores.

En la autopista:

$p = 2$  % en una longitud de 735 metros.

Volumen de demanda =  $3130 + 378 = 3508$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3508 \times 0.17 = 596$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $596 \times 0.65 = 387$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{387}{3508} = 11$$

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.76$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $3508 \frac{0.95}{0.76} = 4385$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

4385 vlph < 4800 vlph

Este segmento opera a un nivel de servicio C con FMD = 1.00

Enlace No. 261(E) Barranca del Muerto.

$p = 2.1$  % y 21 % de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.83$

factor de seguridad = 0.95

% de vehículos pesados en el carril Núm. 1, = 65

Enlace No. 263(S) Las Flores.

$p = 1.6$  % y 17 % de vehículos pesados

de la tabla V.3,  $E_t = 3$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.75$

factor de seguridad = 0.95

De la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 3508 \text{ vph.}$$

$$V_r = 378 \text{ vph.}$$

$$V_u = 840 \text{ vph.}$$

$$V_d = 259 \text{ vph.}$$

$$D_d = 735 \text{ metros.}$$

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 3508 - 0.085 \times 840 + 195 \frac{259}{735} = 733 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1

de la tabla V.3,  $E_t = 3$

de la tabla V.4,  $\tau_L = 0.43$

$$V_1 = 733 \frac{0.95}{0.43} = 1619 \text{ vph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace  $V_r$  a vph.

$$V_r = 378 \frac{0.95}{0.83} = 433 \text{ vph}$$

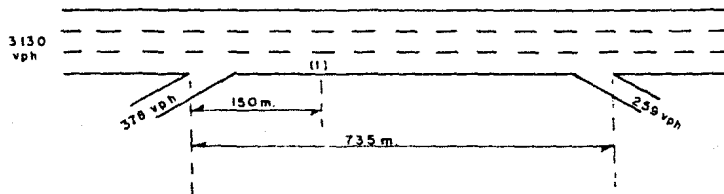
Volumen en el punto de convergencia =  $1619 + 433 = 2052 \text{ vph.}$

Comparando con el volumen de convergencia en la tabla V.12

$$2052 \text{ vph} > 2000 \text{ vph}$$

Opera a la condición forzada

En seguida se analiza el segmento con el criterio al nivel D ó E.



Verificación del volumen del carril Núm. 1 en el punto (1)

Volumen total de tránsito de paso en el carril Núm. 1, de la tabla V.13:  
 $= 0.06 \times 3130 \frac{0.95}{0.76} = 235 \text{ vlph.}$

Volumen de tránsito del enlace de entrada, figura V.9 caso I = 1.00 x  
 $\times 378 \frac{0.95}{0.83} = 433 \text{ vlph.}$

Volumen de tránsito del enlace de salida, figura V.9 caso I =  
 $= 0.63 \times 259 \frac{0.95}{0.75} = 207 \text{ vlph.}$

Volumen total en el punto (1) = 875 vlph.

Comparando con la tabla V.12

$$875 \text{ vlph} < 1550 \text{ vlph.}$$

Este segmento esta verificado que opera a un nivel de servicio C con ---  
 FHMD = 0.91 o bien es satisfactorio.

Segmento entre el enlace No. 263(S) Las Flores y No. 265(E) Las Flores.

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 545 metros.

Volumen de demanda = 3090

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3090 \times 0.17 = 525 \text{ vph.}$

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm.1 de la tabla V.5,

$$525 \times 0.49 = 257 \text{ vph.}$$

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{257}{3090} = 8$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.93$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $3090 \frac{0.95}{0.93} = 3156 \text{ vlph.}$

Comparando con la tabla V.12

$$3156 \text{ vlph} < 3500 \text{ vlph.}$$

este segmento opera a un nivel de servicio B  
 verificación del enlace No. 263(S) Las Flores:

de la figura V.2

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 3090 \text{ vph.}$$

$$V_r = 259 \text{ vph.}$$

$$V_u = 378 \text{ vph.}$$



$D_u = 735$  metros.

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 3090 + 0.473 \times 259 + 65.5 \frac{378}{735} = 965 \text{ vph.}$$

Factor de ajuste al carril Núm.1

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.85$

factor de seguridad = 0.95

$$V_1 = 965 \frac{0.95}{0.85} = 1079 \text{ vlph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$1079 \text{ vlph.} < 1100 \text{ vlph.}$$

La zona de divergencia opera a un nivel de servicio A

Segmento entre el enlace No. 265(E) Las Flores y No. 267(S) Altavista (Desierto).

En la autopista:

$p = -1\%$  en una longitud de 315 metros.

Volumen de demanda =  $3090 + 80 = 3170$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3170 \times 0.17 = 539$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $539 \times 0.49 = 264$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{264}{3170} = 8$$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.93$

factor de seguridad = 0.95

$$\text{Volumen de demanda} = 3170 \frac{0.95}{0.93} = 3238 \text{ vlph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$3238 \text{ vlph} < 3500 \text{ vlph.}$$

Este segmento opera a un nivel de servicio B

Verificación del enlace No. 265(E) Las Flores.

$p = 0\%$  y  $17\%$  de vehículos pesados en el enlace y  $49\%$  de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la autopista:

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.85$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 3090 \text{ vph.}$$

$$V_r = 80 \text{ vph.}$$

$$V_u = 259 \text{ vph.}$$

$$V_d = 315 \text{ vph.}$$

$$D_d = 315 \text{ metros.}$$

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 3090 - 0.085 \times 259 + 195 \frac{315}{315} = 806 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1

$$V_1 = 806 \frac{0.95}{0.67} = 1142 \text{ vlph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace de entrada  $V_r$  a vlph.

$$V_r = 80 \frac{0.95}{0.85} = 89 \text{ vlph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $1142 + 89 = 1231 \text{ vlph.}$

.Comparando con la tabla V.12

$$1231 \text{ vlph} < 1550 \text{ vlph.}$$

Esta convergencia opera a un nivel de servicio C con  $FMD = 0.91$

Verificación del volumen en la divergencia del enlace No. 267(S) Alta-  
vista (Desierto).

$p = 2.9\%$  y  $17\%$  de vehículos pesados.

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.67$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.2:

$$V_1 = 94 + 0.23 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 3170 \text{ vph.}$$

$$V_r = 315 \text{ vph.}$$

$$V_u = 80 \text{ vph.}$$

$$D_u = 315 \text{ metros.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 3170 + 0.473 \times 315 + 65.5 \frac{80}{315} = 992 \text{ vph.}$$

factor de ajuste al carril Núm. 1

$$V_1 = 992 \frac{0.95}{0.67} = 1407 \text{ vlph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$1407 \text{ vph} < 1650 \text{ vph.}$$

La zona de divergencia opera a un nivel de servicio C con  $F_{HMD} = 0.91$

Segmento entre el enlace No. 267(S) Altavista (Desierto) y no. 269(E) Altavista (Desierto)

En la autopista:

$p = 4\%$  en una longitud de 720 metros.

Volumen de demanda =  $3170 - 315 = 2855 \text{ vph.}$

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $2855 \times 0.17 = 485 \text{ vph.}$

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $485 \times 0.11 = 53 \text{ vph.}$

% de vehículos pesados en los tres carriles

$$\frac{53}{2855} = 2$$

de la tabla V.3,  $E_t = 12$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.82$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2855 \frac{0.95}{0.82} = 3308 \text{ vph.}$

Comparando con la tabla V.12

$$3308 \text{ vph} < 3500 \text{ vph}$$

este segmento opera a un nivel de servicio B

Verificación del enlace No. 269(E) Altavista (Desierto)

$p = -2.8\%$ , 17% de vehículos pesados en el enlace y 11% de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la autopista:

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.85$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 2855 \text{ vph.}$$

$$V_r = 146 \text{ vph.}$$

$$V_u = 315 \text{ vph.}$$

$$V_d = 192 \text{ vph.}$$

$D_d = 390$  metros.

$V_1 = -121 + 0.244 \times 2855 - 0.085 \times 315 + 195 \frac{192}{390} = 645$  vph.  
ajuste del carril Núm. 1 a vph.

$V_1 = 645 \frac{0.95}{0.90} = 681$  vph.

Conversión del volumen mixto del enlace de entrada  $V_r$  a vph.

$V_r = 146 \frac{0.95}{0.85} = 163$  vph.

Volumen en el punto de convergencia =  $681 + 163 = 844$  vph.

Comparando con la tabla V.12

$844 \text{ vph} < 1000 \text{ vph}$ .

La convergencia opera a un nivel de servicio A

Segmento entre el enlace No. 269(E) Altavista (Desierto) y No. 271(S) Avenida Toluca.

En la autopista:

$p = -2\%$  en una longitud de 390 metros.

Volumen de demanda =  $2855 + 146 = 3001$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $3001 \times 0.17 = 510$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $510 \times 0.11 = 56$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$\frac{56}{3001} = 2$

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.98$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $3001 \frac{0.95}{0.98} = 2909$  vph.

Comparando con la tabla V.12

$2909 \text{ vph} < 3500 \text{ vph}$ .

este segmento opera a un nivel de servicio B

Verificación del enlace No. 271(S) Avenida Toluca.

$p = -1.4\%$ , 11% de vehículos pesados en el enlace y 11% de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la autopista.

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.90$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.2

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 3001 \text{ vph.}$$

$$V_r = 192 \text{ vph.}$$

$$V_u = 146 \text{ vph.}$$

$$D_u = 390 \text{ metros.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 3001 + 0.473 \times 192 + 65.5 \frac{146}{390} = 903 \text{ vph.}$$

ajuste del carril Núm. 1

$$V_1 = 903 \frac{0.95}{0.90} = 953 \text{ vph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$953 \text{ vph} < 1100 \text{ vph.}$$

La zona de divergencia opera a un nivel de servicio A

Segmento entre el enlace No. 271(S) Avenida Toluca y No. 273(E) Avenida Toluca.

En la autopista:

$$p = - 2\% \text{ en una longitud de 335 metros.}$$

$$\text{Volumen de demanda} = 3001 - 192 = 2809 \text{ vph.}$$

$$\text{Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B} = 2809 \times 0.17 = 478 \text{ vph.}$$

$$\text{Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,} \\ 478 \times 0.11 = 53 \text{ vph.}$$

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{53}{2809} = 2$$

$$\text{de la tabla V.3, } E_t = 2$$

$$\text{de la tabla V.4, } T_L = 0.98$$

$$\text{factor de seguridad} = 0.95$$

$$\text{Volumen de demanda} = 2809 \frac{0.95}{0.98} = 2723 \text{ vph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$2723 \text{ vph} < 3500 \text{ vph}$$

este segmento opera a un nivel de servicio B

Verificación del enlace No. 273(E) Avenida Toluca.

$$p = - 1.3\%, 11\% \text{ de vehículos pesados en el enlace y } 11\% \text{ de vehículos}$$

pesados en el carril Núm. 1 de la autopista:

de la tabla V.3,  $E_t = 2$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.90$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.1

$$V_1 = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195 \frac{V_d}{D_d}$$

$$V_f = 2809 \text{ vph.}$$

$$V_r = 117 \text{ vph.}$$

$$V_u = 192 \text{ vph.}$$

$$V_d = 630 \text{ vph.}$$

$$D_d = 1030 \text{ metros.}$$

$$V_1 = -121 + 0.244 \times 2809 - 0.085 \times 192 + 195 \frac{630}{1030} = 667 \text{ vph.}$$

Ajuste del carril Núm. 1

$$V_1 = 667 \frac{0.95}{0.90} = 704 \text{ vph.}$$

Conversión del volumen mixto del enlace de entrada  $V_r$  a viph.

$$V_r = 117 \frac{0.95}{0.90} = 124 \text{ viph.}$$

Volumen en el punto de convergencia =  $704 + 124 = 828$  viph.

Comparando con la tabla V.12

$$828 \text{ viph} < 1000 \text{ viph}$$

La convergencia opera a un nivel de servicio A

He de aclarar que en el segmento entre los enlaces No. 271(S) Avenida Toluca y No. 273(E) Avenida Toluca se ha adicionado un enlace de salida frente al I.M.S.S.

Segmento entre el enlace No. 273(E) Av. Toluca y No. 277(S) San Jerónimo.

En la autopista:

$p = 1.6\%$  en una longitud de 1030 metros.

Volumen de demanda =  $2809 + 117 = 2926$  vph.

Volumen en el carril Núm. 1, de la tabla I.6B =  $2926 \times 0.17 = 497$  vph.

Volumen de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la tabla V.5,  
 $497 \times 0.11 = 55$  vph.

% de vehículos pesados en los tres carriles:

$$\frac{55}{2926} = 2$$

de la tabla V.3,  $E_t = 7$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.89$

factor de seguridad = 0.95

Volumen de demanda =  $2926 \frac{0.95}{0.89} = 3123$  vlph.

Comparando con la tabla V.12

$$3123 \text{ vlph} < 3500 \text{ vlph}$$

este segmento opera a un nivel de servicio B

Verificación del enlace No. 277 (S) San Jerónimo.

$p = 2.7\%$ , 17% de vehículos pesados en el enlace y 11 % de vehículos pesados en el carril Núm. 1, de la autopista

de la tabla V.3,  $E_t = 4$

de la tabla V.4,  $T_L = 0.66$

factor de seguridad = 0.95

de la figura V.2

$$V_1 = 94 + 0.231 V_t + 0.473 V_r + 65.5 \frac{V_u}{D_u}$$

$$V_t = 2926 \text{ vph.}$$

$$V_r = 630 \text{ vph.}$$

$$V_u = 177 \text{ vph.}$$

$$D_u = 1030 \text{ metros.}$$

$$V_1 = 94 + 0.231 \times 2926 + 0.473 \times 630 + 65.5 \frac{177}{1030} = 1075 \text{ vph.}$$

ajuste del carril Núm. 1

$$V_1 = 1075 \frac{0.95}{0.69} = 1480 \text{ vlph.}$$

Comparando con la tabla V.12

$$1480 \text{ vlph} < 1650 \text{ vlph.}$$

La zona de divergencia opera a un nivel de servicio C con  $FHMD = 0.91$

CAPITULO VI  
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis que se llevó a cabo para determinar las condiciones operacionales que prevalecen en el Periférico Poniente, fué el resultado de la recopilación de información que se realizó en una zona que estuvo limitada al Norte por la Avenida del Conscripto y al Sur por la Avenida San Jerónimo, cubriendo una longitud aproximada de 15 Kms. de dicha vía.

El análisis de esa zona se ha llevado a cabo sin considerar lo que ocurre en el resto del sistema vial, suponiendo que las condiciones prevalecientes de la zona serán las mismas que las que sufra el sistema vial en su conjunto.

No obstante, las limitaciones observadas en los datos disponibles, se han llegado a determinar valores de la operación vehicular, que permiten juzgar el grado de efectividad con que se está realizando la operación y una idea basada en pronósticos de crecimientos futuros de lo que pudieran ocurrir en los años de 1980, 1985, 1990 y 1995. Es indudable que de surgir cambios substanciales en el sistema vial, las condiciones prevalecientes en esta vía pudieran modificarse en virtud de inducir a un incremento o disminución de la corriente vehicular que la utiliza, en función de las ventajas o desventajas que los usuarios encontraran en esa vía sobre las soluciones optativas que se plantearon en el resto del sistema vial.

Sin embargo en 1976 se efectuó la ampliación de las avenidas Patriotismo y Revolución, la primera circulando en el sentido de Sur a Norte y la segunda en el sentido de Norte a Sur, ambas controladas con semáforos programados para una velocidad de operación de 60 k.p.h. y sin señales restrictivas de velocidad.

La ampliación de la Avenida Patriotismo se ejecutó desde la intersección con Río Mixcoac, hasta la intersección de la Calzada de Tacubaya con José Vasconcelos (antes Juanacatlán) y la ampliación de la Avenida Revolución se ejecutó desde la intersección de la Calzada de Tacubaya con José Vasconcelos hasta la intersección de la Avenida Revolución con Extremadura.



La ampliación de la Avenida Patriotismo cuenta actualmente con 5 carriles de circulación libre de tránsito en un solo sentido, observando que los carriles en ambos extremos son tan amplios que cubren la circulación del tránsito y no permite el estacionamiento en el período de las 7 A. M. a 22 P. M.

La ampliación de la Avenida Revolución consiste de 5 carriles en un solo sentido de circulación de tránsito, desde la intersección de la Calzada de Tacubaya con José Vasconcelos hasta la intersección con el Viaducto Miguel Alemán, desde ese punto hasta la intersección con Avenida San Antonio tiene 6 carriles y desde la intersección de la Avenida San Antonio hasta la intersección con Extremadura contiene 7 carriles, observando que a todo lo largo de la ampliación de la Avenida Revolución, no permite el estacionamiento en ambos lados en la misma condición que la de la Avenida Patriotismo. Después de la intersección de Extremadura con la Avenida Revolución y hacia el Sur, ésta sigue igual como anteriormente con dos sentidos de circulación de tránsito y con la faja separadora central y pavimento sin rayas separadoras de carriles.

Con las ampliaciones de esas Avenidas se complementaron con la ampliación de la Calzada de Tacubaya, con lo cual se completó el Circuito Interior. Sin duda con las obras que complementan el Circuito Interior, cuando menos se ha aliviado el volumen de tránsito en el Periférico Poniente entre las intersecciones de Reforma y Río Mixcoac.

Los datos disponibles de la información contenida en el reporte de la Secretaría de Obras Públicas, preparó en relación a los aforos que en forma mancomunada con elementos de la Dirección de Tránsito del Distrito Federal, fueron llevados a cabo en 1967 en un sector del Periférico Poniente. Por otra parte, se utilizó la información complementaria respecto a los aforos observados durante 1967-1968 en los otros sectores del Periférico Poniente y en calles paralelas y concurrentes al sector de la vía, que se analizó con la información obtenida de Ingeniería de Tránsito y Transporte, S. A.

En el año de 1971, se establecieron 5 estaciones de aforo a lo largo del Periférico Poniente, que estuvieron operando durante distintos días de la semana a partir del 23 de enero y hasta el 6 de febrero del mismo año.

Esta información permitió configurar las Gráficas de Variación Horaria Semanal de la corriente vehicular, que resultó en términos generales semejante a la observada en 1967, encontrándose las siguientes consideraciones de importancia:

a).- Las estaciones comprendidas entre la Avenida del Conscrito y Barranca del Muerto registraron altos volúmenes vehiculares, acusándose una fuerte disminución hacia el Sur de este último punto, especialmente en la estación San Jerónimo, que estuvo ubicada al Sur de la Avenida del mismo nombre.

b).- Los volúmenes mayores en cada una de las estaciones de aforo, ocurrieron según se observó durante un período comprendido entre las 7:00 y las 21:00 horas, alcanzándose en este lapso el 81% del total que circula en un día; del 19% restante las dos terceras partes circulan de las 21:00 horas a las 24:00 horas y el 33% de las 0:00 a las 7:00 horas.

c).- Los volúmenes de tránsito acusan dentro del período de máxima ocupación, una tendencia sostenida y se presentan 3 períodos de máximos horarios que ocurren entre las 8:00 y 11:00 horas, entre las 12:00 y 15:00 horas y entre las 17:00 y 20:00 horas.

d).- Los volúmenes horarios máximos que se encontraron cada día, se hayan entre el 7 y el 9% del volumen diario promedio semanal.

e).- La variación diaria se mantiene semejante de martes a sábado, con valores máximos los miércoles y jueves, y valores mínimos aún por debajo del diario promedio semanal los domingos y los lunes. El volumen diario promedio semanal correspondió en términos generales a los volúmenes registrados en viernes y sábados.

f).- El comportamiento semanal del tránsito se encontró que es

semejante a los que se han observado en 1967-1968, aforos que fueron realizados en distintas épocas del año, por lo que se puede concluir que en periodos normales la variación diaria sigue la misma tendencia en las distintas épocas del año.

g).- La composición vehicular que se analizó, resultó alta en vehículos comerciales (camiones y autobuses), referida en términos del volumen que circula por el carril 1, o dentro de los límites normales en términos del total de vehículos que circulan por la vía, se acusa una tendencia en descenso en relación con lecturas anteriores.

h).- La distribución del tránsito en uno y en otro sentido de circulación, se encontró en términos generales balanceada; en la vía del lado Oriente se registró una mayor ocupación con respecto a la del lado del Poniente.

Para poder calcular los factores de correspondencia con el crecimiento del tránsito, se tomaron en cuenta las tendencias de la población, de registro de vehículos, de la tenencia de vehículos por habitantes y de número de viajes realizados en un año.

Se espera que la Ciudad de México para 1980 tenga cerca de ---10'000,000 de habitantes, estén registrados 2'000,000 vehículos, habrá un promedio de 181 vehículos por cada 1,000 habitantes, y que se realicen 27,000'000,000 vehículos-kilómetro. Estas cifras muestran por si mismas lo alarmante de la situación que se presentará para -- esa época, de no tener solucionado el problema del sistema vial en esta vía, cabe mencionar por ejemplo que en la Estación Constituyentes que para 1967 se observaron 114, 387 vehículos por día, en 1971-ya circulaban 149,831 y para 1980 se espera que la cifra llegue a -- 265,800.

La Tabla II.5 asienta los volúmenes vehiculares que se espera circulen por la vía para los diferentes años considerados, suponiendo como se mencionó anteriormente que para esas épocas se mantendrá el equilibrio en el resto del sistema vial y no aparezcan ó desaparezcan importantes centros generadores de movimientos que alteren el crecimiento natural.

Además de aforarse en las vías principales, se registraron los volúmenes vehiculares que ingresan y salen en las dos márgenes del Periférico Poniente en cada una de las 57 rampas de entrada y de las 62 rampas de salida comprendidas dentro del tramo del estudio. Se encontró que funcionan con volúmenes fuertes 32 de las rampas de entrada y 41 de las de salida, localizadas en los 16 entronques principales con vías concurrentes al Periférico Poniente. El resto de las rampas de entrada y salida, los volúmenes observados fueron demasiado bajos.

Por lo general las máximas ocupaciones vehiculares horarias de las rampas, coincidieron con las de la vía principal, sin embargo, en algunos casos esta circunstancia no se presentó.

Fueron analizados los volúmenes de las calles laterales de servicio, en razón del efecto que éstos pueden tener para el cálculo de la capacidad de las rampas y se encontró que los volúmenes son bajos en relación con la capacidad de estas calles.

Las velocidades que se pueden desarrollar en el Periférico Poniente, estuvieron restringidas por la Autoridad a valores muy por debajo de los deseables en una autopista urbana, sin embargo dadas las bajas condiciones operacionales de la vía, a las horas de máxima demanda ni siquiera podían alcanzarse esas velocidades reglamentarias.

De los análisis que se hicieron a los estudios de velocidad y retardo para cada uno de los carriles de circulación en ambos sentidos, se encontró que en ningún caso las velocidades integrales se mantienen iguales a las reglamentarias; en las horas críticas las caídas de velocidad son considerables, llegándose a alcanzar disminuciones del 23% en el Carril de 40 y del 27% y del 36% en los Carriles de 60 y 70 respectivamente.

Se notó que a las horas de máxima demanda, el rango de velocidades varía de 30 a 38 kilómetros por hora en el Carril de 40 y de 43 a 57 y 44 a 58 en los Carriles de 60 y 70 respectivamente; estos dos últimos rangos eran prácticamente iguales entre sí.

Analizando la causa principal que ocasiona las demoras, fué el congestionamiento provocado por el volumen excesivo y paradas o disminuciones fuertes de velocidad, que ocurre precisamente en las zonas en donde están localizadas las salidas o entradas de mayores volúmenes vehiculares.

También se determinaron como causas de demora importantes la deficiencia de la geometría del camino, principalmente en aquellos lugares que cuentan con pendientes fuertes y curvas forzadas.

Fué significativo localizar una zona crítica en el Periférico -- Poniente, coincidente a las zonas donde se registraron los máximos volúmenes vehiculares y que estuvieron localizadas entre la Calzada del Conscripto y la Avenida Central, un poco al Sur del entronque con el Viaducto. En estas zonas críticas las velocidades disminuyeron todavía más de la alcanzada en todo el trayecto descendiendo en un 12 y un 15%.

Para efectos comparativos fueron analizadas dos rutas optativas al Oriente del Periférico Poniente, ambas de mayor longitud que la propia vía, sin embargo son las únicas posibles rutas que podrían seguirse para tratar de configurar lo que ocurre en el resto del sistema vial, fuera de la vía de estudio.

Como resultado de esas observaciones se encontró que a pesar de las deficiencias del propio Periférico Poniente, las velocidades que se mantenían en esta última vía son superiores a cualquiera de las dos rutas optativas analizadas, lo que obviamente hace que los conductores sigan prefiriendo esta vía de acceso controlado.

Dentro de las principales causas que originan la baja velocidad en las rutas optativas, se encontraron paradas y disminuciones de velocidad a consecuencia de semáforos, congestionamiento de tránsito y a la existencia de topes.

#### EFFECTOS DE LA BAJA OPERACION VEHICULAR EN EL PERIFERICO PONIENTE

Con objeto de configurar en términos más o menos objetivos a los efectos que están causándose en la economía de la Ciudad por la baja-

condición vehicular en el Periférico Poniente, se analizó y se computó el tiempo que se pierde en cada uno de los viajes, considerándolo en promedio en uno y otro sentido de circulación.

Para el efecto de este razonamiento se consideró que la velocidad reglamentaria establecida de 70 kilómetros por hora, sería la óptima a obtenerse aún cuando en realidad esta velocidad es baja para una autopista urbana.

Bajo ese razonamiento, el congestionamiento y la falta de capacidad hacen que en el trayecto de 14.6 kilómetros, se pierdan dos minutos y medio por viaje. En virtud de que si en la estación Constituyentes-Virreyes diariamente circularán 224,447 vehículos en 1980, de los cuales el 81% lo hacen entre las 7:00 y las 21:00 horas, período durante el cual ocurre la operación conflictiva, de aquí se deduce el número de vehículos-hora que se pierden diariamente y que es igual a:

$$\frac{2.5 \times 0.81 \times 224,447}{60} = 7,575 \text{ vehículos-hora.}$$

Si se considera un índice de ocupación vehicular de 1.8 pasajeros por vehículo, se podrán calcular el número de horas-hombre perdidas -- diariamente y considerando en \$ 50.00 el valor día-hombre, se obtiene que el efecto que se refleja en la economía de la Ciudad es de ----- \$681,750 por día, sin considerar en esta cifra los efectos económicos adversos que provocan los accidentes de tránsito y el desconfort por la deficiencia de operación vehicular. En términos generales se puede asegurar que es del orden de \$248'000,000.00 anuales, los que se desperdician por la deficiencia de esta vía de circulación.

El congestionamiento que se está presentando en el Periférico Poniente, es resultado de la falta de capacidad tanto de las vías principales como de algunas de las rampas de entrada y salida.

Como es sabido, la capacidad de una vía no se mantiene uniforme en cada uno de los sentidos de circulación, se vé afectado por las características geométricas y las características prevalecientes, en el caso del Periférico Poniente hacían que la vía principal estas fluctuaban de 4,260 a 5,460 vehículos por hora en el sentido Sur y de 4,605 a

5,290 en el sentido Norte.

La capacidad en las rampas está en función de las condiciones operacionales del Carril 1, supuestamente cuando ocurre flujo continuo y trabaja a su capacidad, no podrá ingresar ningún vehículo por las rampas. Lo que en realidad sucede es de que el flujo se vuelve discontinuo e impredecible y ocurren detenciones y reducciones notables de velocidad en el Carril 1; para permitir el acceso al Periférico, provoca una baja considerable del nivel de servicio.

Del total de la longitud del Periférico Poniente, solamente un 33% se encontraba trabajando bajo un nivel de servicio aceptable. El 45% del recorrido total estuvo trabajando bajo niveles de servicio verdaderamente críticos con condiciones de flujo impredecible, baja velocidad integral, alta probabilidad de ocurrencia de accidentes, desconfort para los conductores y mala economía de operación.

Estas condiciones se mantenían desde el límite de las investigaciones al Norte (Av. del Conscripto) hasta la entrada del Viaducto Miguel Alemán. Desde el Viaducto Miguel Alemán hasta Barranca del Muerto, tramo que representa el 22% de la longitud total de la zona de estudio, el nivel de servicio que representaba pobre, con flujo forzado y próximo a llegar al límite de la capacidad de las vías principales. Hacia el Sur de Barranca del Muerto, se mantenían ambos sentidos de circulación con un nivel de servicio que permitía las condiciones de un flujo estable.

Las rampas conflictivas son aquellas que funcionan de entrada y coinciden precisamente en la zona en donde la condición vehicular es de flujo impredecible, ya que es en este tramo en donde en el carril 1, el volumen de demanda llega a la capacidad.

Los mayores volúmenes de ese tramo se encontraron en la dirección Sur en Legaria, Ejército, Palmas, Reforma y Viaducto; en la dirección Norte en Viaducto, Observatorio, Constituyentes, Reforma y Palmas.

Las rampas de salida que funcionan con un volumen de demanda mayor que la capacidad, están localizadas en el sentido Sur en Ejército, Viaducto, Río Becerra, Río Mixcoac y Barranca del Muerto; y en el sen-

tido Norte Únicamente la rampa Río Becerra.

Por lo anteriormente expuesto, se recomienda lo siguiente:

I.- Completar el Anillo Periférico o sea, construir el Periférico Norte y Oriente, de alta especificaciones geométricas, con lo cual al via altamente la actual concentración vehicular proveniente del Oriente a Poniente de la Ciudad ante el Periférico Poniente.

II.- Que se trate de mantener un nivel de servicio equilibrado en todo el Periférico Poniente, lo que se puede conseguir de la siguiente manera:

a).- Aumentar el número de carriles de circulación anticipadamente al incremento vehicular. Considerando la importancia de la zona -- que liga el Periférico Poniente, se recomienda que de acuerdo con lo -- especificado en la Tabla V.11, se proporcione la sección para el año -- 1980, ya que para los otros años deberán analizarse las condiciones -- prevalecientes, con planeamientos y evaluación de distintas opciones.

b).- Proporcionar continuidad de calles laterales del Periférico-Poniente, con un mínimo de dos carriles en cada sentido de circulación.

c).- Proporcionar geometría adecuada, rectificando curvas horizontales, abatiendo pendientes longitudinales, aumentando la distancia de restricción lateral y sosteniendo el ancho de los carriles de 3.65 mts. de manera que la velocidad de proyecto no sea menor de 80 kilómetros - por hora.

d).- No restringir la velocidad en el Periférico Poniente.

e).- Evitar el tránsito de vehículos pesados en el período de --- 7:00 horas a 21:00 horas.

f).- Mejorar la geometría en las rampas de entrada y salida remodelándolas por su alta operación vehicular, las que sean necesarias co mo es el caso del entronque Viaducto-Periférico.

g).- Suprimir rampas de entrada o salidas que tienen bajo volumen de demanda y que se encuentran localizadas cerca de otras rampas que - pueden funcionar como alternas.



III.- Dada la limitación del alcance de este estudio, se realice un estudio integral de vialidad en la Ciudad, que sirva de base para analizar las condiciones de todo el sistema y estructurar las disposiciones futuras, que puedan ser contenidas en un programa de obras y también -- que sirva como base para la elaboración de un plan regulador vial.

IV.- Con base al análisis del sistema integral, se estudien las distintas opciones de solución que pudieran presentarse, para resolver el --- tránsito de los vehículos que actualmente utilizan el Periférico Poniente.