

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

17703

HE369
M35
E2

A 4
97

AAA 4248.
In 89/7/1/1/1

MANUAL DE CAPACIDAD DE
TRANSITO

TRADUCCION Y REPRODUCCION DEL
"Highway Capacity Manual" del
Bureau of Public Roads.

Publicación del Departamento de Ingeniería Vial
Cátedra de Ingeniería del Tránsito

El interés despertado en los futuros profesionales en esta materia, se plasma en las diversas Tesis de Grado, que con relación al Tránsito y sus problemas se vienen realizando todos los años.

Nuestra labor se ha limitado a dirigir la presentación de esta nueva edición, que sin el apoyo del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, doctor Pedro Arismendi Ayala y del Jefe del Departamento Vial, doctor Jacob Carciente, no se hubiera podido llevar a feliz término.

Por último deseamos hacer constar nuestro agradecimiento a la Dirección del Tránsito Terrestre, por la colaboración que en todo momento nos ha prestado y en especial al Ingeniero Ramón Pirela Rincón, quien nos facilitó los elementos necesarios para llevar a cabo nuestro proyecto.

Profesor

Enrique Campderá

Esta reproducción del "Highway Capacity Manual" ha sido autorizada por el Bureau of Public Roads del U.S. Department of Commerce, según comunicación del 17 de mayo de 1.962.

El uso de esta traducción realizada por la Dirección de Tránsito Terrestre del Ministerio de Comunicaciones ha sido autorizada por oficio del 20 de Mayo de 1.962.

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

Con la reproducción del Manual de Capacidad de Vías, iniciamos la labor de recopilar y difundir los numerosos estudios y publicaciones, que a través de la Dirección del Tránsito Terrestre y otros organismos similares se han realizado.

El Ingeniero de Tránsito en nuestro país, se encuentra con la aparente falta de material para realizar sus estudios, sin embargo, existen archivados trabajos completos que están fuera del alcance del futuro profesional de la materia.

La labor en que nos hemos empeñado, es ir difundiendo todos estos valiosos estudios para conseguir una planificación racional de los futuros proyectos, coordinándolos con los trabajos realizados con anterioridad.

La Ingeniería de Tránsito, materia correspondiente a la especialidad de Vías de Comunicaciones, no es tan solo necesaria para la planificación y resolución de los problemas de este tipo dentro de las áreas urbanas, sino factor imprescindible para que la futura red de carreteras tenga la capacidad necesaria para la cual ha sido diseñada.

I N T R O D U C I O N. La capacidad de calles y carreteras ha sido objeto de cuidadosos estudios durante los últimos 30 años. Muchas investigaciones han contribuido valiosamente al desarrollo de este tema, cuya importancia, aumentada considerablemente de año en año, crece paralela a los volúmenes y congestiones del tránsito sobre calles y carreteras. La aceptación general y relativamente reciente del importantísimo papel que el transporte por carreteras desempeña en la economía nacional y especialmente, la imperiosa necesidad de facilitar adecuadas vías a las ciudades, donde los densos volúmenes de tránsito y el congestionamiento constante exigen su construcción urgente y muchas veces costosa, ha aumentado la necesidad de una información segura sobre la capacidad de calles y carreteras.

El principal objetivo que priva en el diseño y construcción de una vía, es servir al tránsito; bien sea éste local y se origine a lo largo de una calle o carretera, o bien su origen y destino correspondan a otras áreas. Por consiguiente, el estudio de la capacidad de una vía es el estudio de la efectividad de las diversas disposiciones para servir al tránsito y envuelve los muchos elementos de diseño de calles y carreteras, las características de vehículos y conductores y las medidas de control de tránsito que ejercen influencia directa sobre el movimiento de los vehículos.

↓ Para tener valor económico y funcional, en el diseño de una nueva vía o en la adaptación de las existentes a las actuales o futuras demandas del tránsito, todo criterio de capacidad deberá incluir factores tales como la velocidad, la interferencia relativa entre los vehículos, el número de éstos que puede pasar por un punto de la vía en un determinado período de tiempo, y en general cualquier factor que pueda influir en el buen funcionamiento de la misma. Tendría muy poco valor el conocer las medidas cuantitativas de la vía sin conocer la calidad del servicio a prestar.

ESTUDIOS PRELIMINARES. De acuerdo a los estudios realizados por varios investigadores, se ha elaborado la tabla 1 y la figura 1, donde pueden apreciarse las cifras concernientes a las capacidades de un canal de tránsito en calles y carreteras y su variación de acuerdo a la velocidad.

ANTES DE 1.931

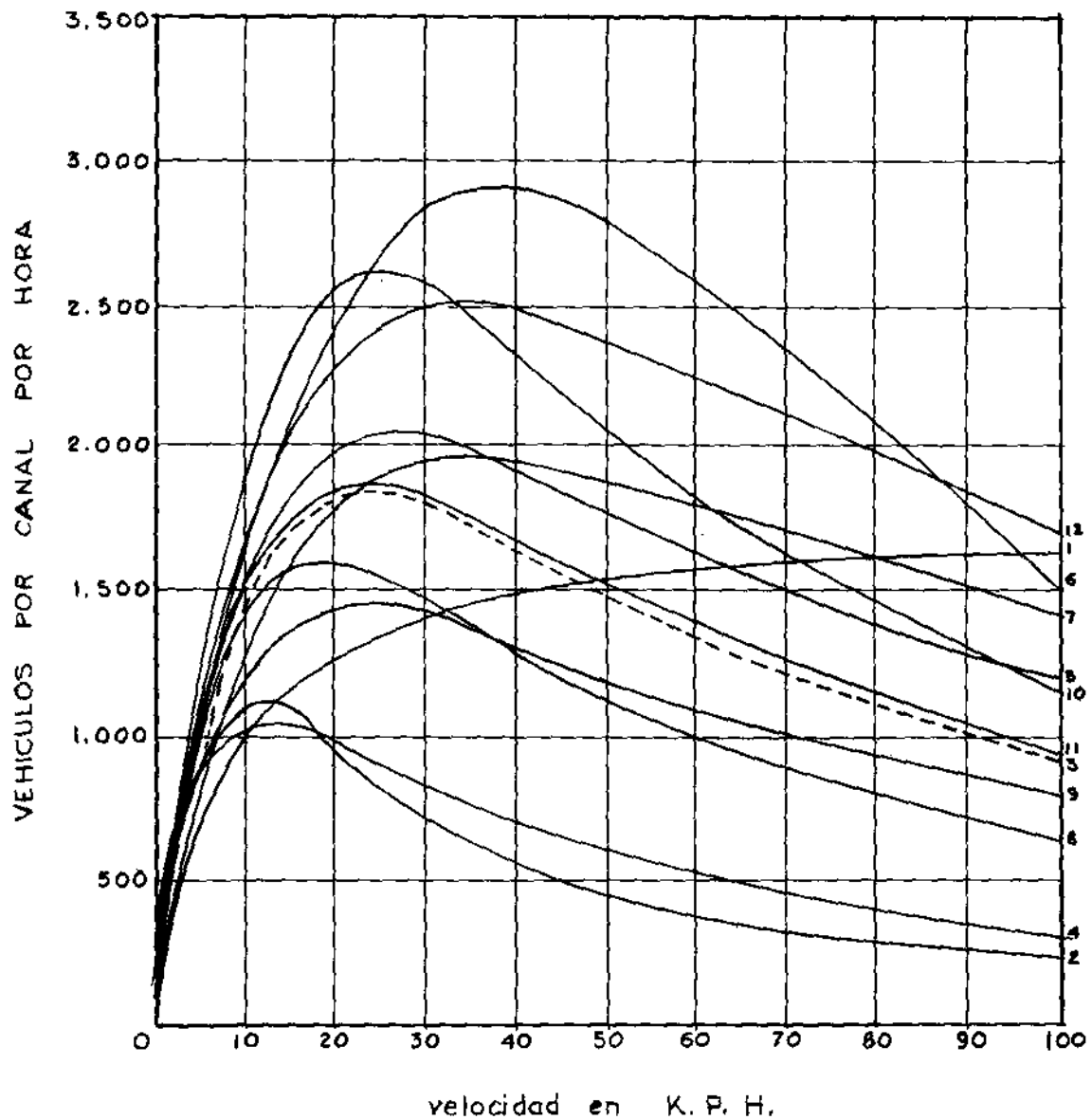


FIGURA No. 1 Curvas de la capacidad de un canal de Tránsito

DESPUES DE 1.931

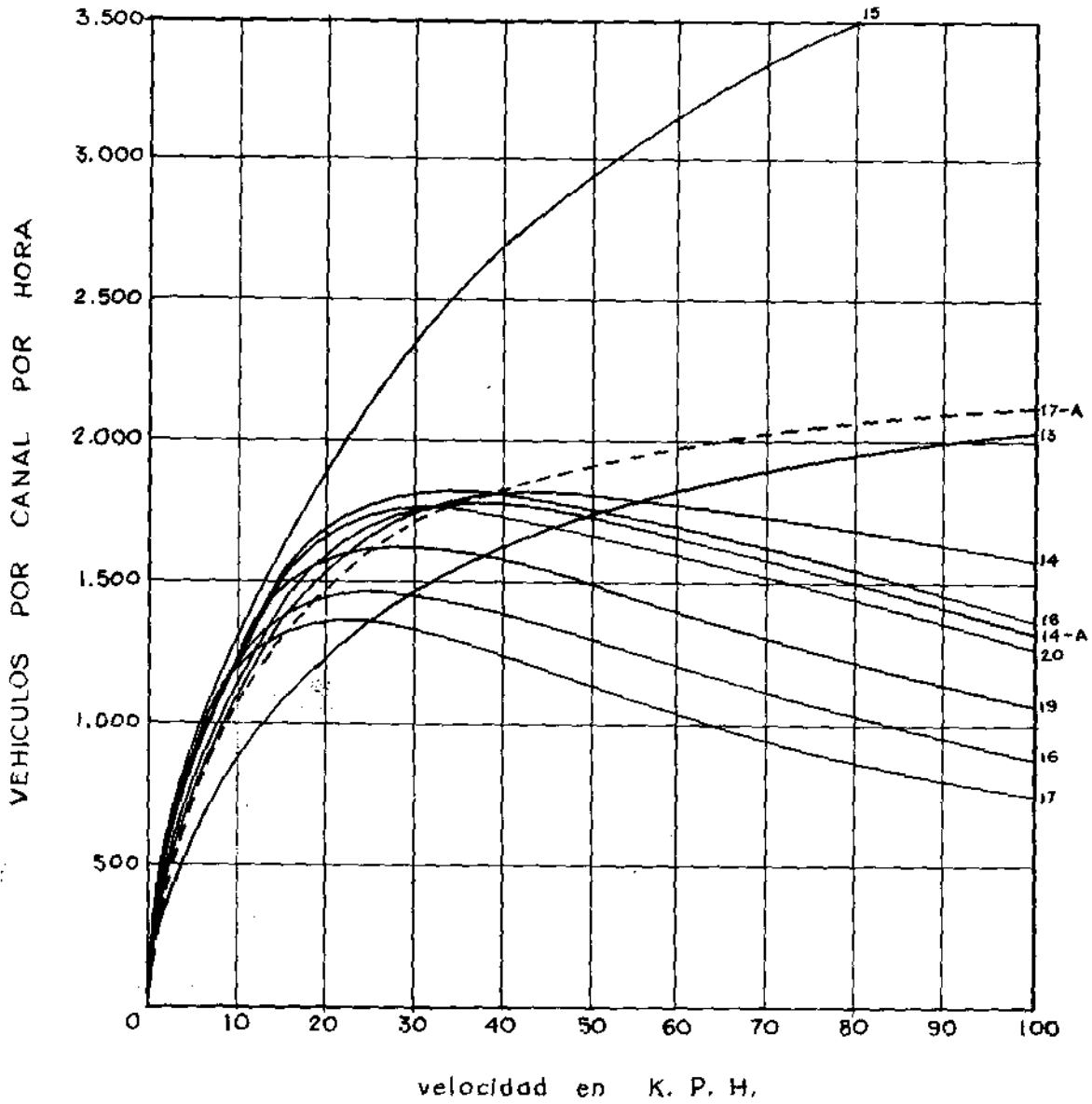


FIGURA No.1 - Continuación

FORMULA N°	AUTOR	AÑO DE PUBLICACION	DISTANCIA ENTRE LOS CENTROS DE DOS VEHICULOS PARADOS (mts.)	TIEMPO DE REACION ASUMIDO. (Seg.)	DISTANCIA SEGURA "S" (mts.) PARA UNA VELOCIDAD DADA (K.P.H)			PARA LA MAXIMA CAPACIDAD		CAPACIDAD MAXIMA (Veh. P.H.)
								VELOCIDAD	SEPARACION	
1	SCHWANTER	1.924	4.48	2.20		0.0556V	4.48		(8.00 seg.)	1.800
2	FRENCH PERIODICAL	1.924	4.48	0.00	0.04V ²		4.43	10.62	8.96	1.190
3	LEWIS	1.925	5.28	0.50	0.0087V ²	0.139V	4.43	22.69	12.10	1.870
4	SCHAAR	1.925	4.48	1.00	0.025V ²	0.279V	4.43	13.35	12.68	1.050
5	JOHNSON	1.926	4.57	0.00	0.0078V ²		4.57	24.14	9.14	2.640
6	KELKER	1.926	5.36	---	----- (1)			40.23	13.87	2.900
7	HIGHWAY RESEARCH	1.927	5.18	0.75	0.0043V ²	0.209V	5.18	34.59	17.59	1.970
8	WENINGER	1.929	4.43	0.50	0.013V ²	0.139V	4.43	13.66	11.56	1.610
9	EHLGOTZ	1.929	4.43	1.00	0.003V ²	0.279V	4.43	22.85	15.33	1.490
10	DAUGHERTY	1.930	4.57	0.50	0.0055V ²	0.139V	4.57	23.39	12.83	2.080
11	NEW YORK REGIONAL	1.931	4.57	0.50	0.0064V ²	0.139V	4.57	23.17	12.37	1.870
12	ALLAN	1.931	4.57	0.50	0.0069V ²	0.139V	4.57	32.98	13.11	1.520
13	JOHANNESON	1.933	7.62	1.50		0.418V	7.62		(1.5 seg.)	2.400
14	MASSACHUSETTS WEA	1.934	6.10	1.00	0.0029V ²	0.279V	6.10	45.53	24.84	1.230
14A	ID	1.934	6.10	1.00	0.001V ^{2.5}	0.279V	6.10	38.78	21.55	1.800
15	GREENSHIELDS	1.935	6.40	0.75		0.209V	6.40		(0.75 seg.)	4.800
16	BIRULA	1.985	5.00	1.00	0.0074V ²	0.279V	5.00	25.42	16.92	1.500
17	NEVINS	1.939	4.88	1.00	0.0098V ²	0.279V	4.88	22.37	15.97	1.400
17A	ID	1.939	4.88	1.50		0.418V	4.88		(1.5 seg.)	2.400
18	CLAYTON	1.941	4.57	1.00	0.0039V ²	0.279V	4.57	34.11	18.62	1.830
19	ID	1.941	4.57	1.00	0.0059V ²	0.279V	4.57	27.84	16.89	1.650
20	GULSTAD	1.941	4.48	1.00	0.0044V ²	0.279V	4.48	31.86	17.80	1.790

(1) Kelker, asumió que a 16.09 k.p.h., el tiempo durante el cual se recorre la separación entre vehículos era de 0.5 seg., y que a 96.45 k.p.h., era de 2.00 seg., estos dos puntos los ploteó en un papel semi-logarítmico y los unió mediante una línea recta, obteniendo así los tiempos de recorrido entre los dos vehículos y por ende la distancia entre ellos.

Casi todas las curvas fueron calculadas con la siguiente fórmula -

la:

$$C = \frac{1.000 V}{S}$$

Donde "C" es la capacidad de un sólo canal en v.p.h., "V" la velocidad en km.p.h. y "S" la distancia promedio entre los vehículos , medida centro a centro y expresada en metros.

En algunos casos la separación entre vehículos a diversas velocidades se consideró una función lineal de la velocidad, mientras que en otros fué considerada una función del cuadrado o algún otro expo--nente de la misma. En algunas ocasiones la separación se fundamentó en observaciones sobre el terreno y en mediciones reales; en general, las separaciones fueron determinadas por el uso de ciertos factores, tales como el tiempo de reacción de los conductores, distancia de frenado y coeficientes de fricción.

No obstante el hecho de que algunas de estas curvas muestran muy aproximadamente la misma relación entre velocidad y el volumen del tránsito, que las curvas presentadas en otra de las secciones de esta publicación que versa sobre las condiciones específicas de una vía, se ha observado que el amplio campo de variación del volumen vehicular para una determinada velocidad, ha tenido el efecto de confundir en lugar de orientar a los ingenieros que han intentado aplicar los resultados de estos estudios a los problemas prácticos.

BASES DE ESTA PUBLICACIÓN. Una de las principales razones para que los primitivos análisis de capacidad de una vía no estuvieran basados sobre una información suficiente fué la falta de instrumentos para medir exacta y convenientemente las velocidades de los vehículos y las separaciones entre ellos.

El desarrollo de la instrumentación para este propósito ha progresado rápidamente desde 1.934. La información pertinente a las costumbres de los conductores de vehículos con relación a otro tipo de tránsito sobre la vía y los rasgos predominantes de la vía misma, pueden obtenerse para cada conductor en particular, sin tomar en cuenta el volumen total del tránsito. Mediante la aplicación de estos resultados han sido determinadas y desarrolladas ciertas leyes o características del flujo del tránsito, lo cual ha hecho posible fundamentar este estudio sobre hechos reales y datos técnicos.

Mientras se reunían los datos suficientes para la elaboración de este reporte, el "Comité de Capacidad de Carreteras", encargado de los estudios sobre dicho tema en los Estados Unidos de Norteamérica, revisó toda información provechosa publicada previamente y usó las informaciones obtenidas a través de investigaciones, especialmente el estudio que, sobre operación del tránsito, llevó a cabo el Bureau of Public Roads, en cooperación con los diversos Departamentos de Carreteras y otras dependencias Gubernamentales.

La capacidad de las carreteras ha ido aumentando con los años debido al mejoramiento en el diseño de los vehículos, a la mayor pericia de los conductores y al mejor control del tránsito, así por ejemplo con la introducción de frenos en las cuatro ruedas, se hizo posible una menor separación entre los vehículos.

ESTABILIZACION DE LA CAPACIDAD DE CARRETERAS.

Se ha llegado a la conclusión de que la capacidad de carreteras tiende a estabilizarse en lo que respecta a los efectos que sobre ella tienen los vehículos y los conductores, y que los factores que tienden a incrementarla, probablemente están balanceados por otros factores que tienden a disminuirla. Si se trata de reducir el número de accidentes originados por el frenado repentino de un vehículo, en zonas de alta densidad de tránsito, es necesario que la separación entre ellos sea mayor que la pauta da por los efectos psicológicos de los conductores. Un reciente estudio sobre la separación de vehículos, basado en condiciones de capacidad, mostró que el 28% de los conductores no podrían evitar una colisión si el conductor del vehículo que le precedía hubiese aplicado repentinamente los frenos. Este estudio supuso un buen estado de los frenos en ambos vehículos, y el valor extremadamente bajo de un segundo para los tiempos combinados de percepción y reacción. Por esta razón, las cifras referentes a capacidades dadas en este estudio, están basadas en el tipo actual de los vehículos y en la forma como son conducidos corrientemente en las diversas clases de carreteras.

El estudio de los conceptos sobre los diversos factores que influyen concretamente en la capacidad de calles y carreteras, y los cuales se emiten en esta publicación, representan una gran ayuda para los Ingenieros de Tránsito, ya que con su aplicación concienzuda se podrán determinar cuantitativamente las deficiencias que presentan largas extensiones de vía entre terminales o intersecciones importantes situados a varios kilómetros de separación. También ayudarán notablemente a eliminar los frecuentes errores que impiden reconocer la necesidad de mejorar las calles y carreteras antes de que lleguen a su completa congestión, ya que, las mejoras podrán ser previstas y los diferentes proyectos podrán ser estudiados para determinar su orden de prioridad en cualquier sistema vial que desee desarrollarse. Tampoco sería necesario hacer conjeturas para aumentar la capacidad en un tramo congestionado de una vía, y encontrar luego que la congestión sólo ha sido trasladada a otro punto sin que se haya obtenido un mayor beneficio en favor del tránsito.

PARTE I.- DEFINICIONES.

DEFINICIONES. La confusión que ha existido respecto al significado de muchos términos usados en el ejercicio de la Ingeniería del Tránsito, ha contribuido, en cierta medida, a la diversidad de opiniones emitidas referentes a la capacidad de carreteras. Caso muy corriente es el uso indistinto de los términos alta densidad de tránsito y alto volumen de tránsito. Esta práctica es incorrecta y crea conceptos falsos en conexión con la capacidad de las carreteras, ya que volumen de tránsito es el producto de la densidad por la velocidad del mismo. Como se mostrará más adelante es posible tener un volumen muy bajo de tránsito con una densidad alta. De hecho, las densidades mayores ocurren cuando los vehículos están prácticamente parados, en cuyo caso el volumen de tránsito se aproxima a cero.

Las definiciones dadas aquí pretenden ser las más descriptivas y comunmente usadas en el ejercicio de la Ingeniería del Tránsito. La mayoría de ellas están basadas en el uso corriente o son definiciones adoptadas por diversas organizaciones. Hay sin embargo, muchos casos en los cuales una definición representa una combinación o una relación entre las definiciones que han aparecido publicadas previamente. La tarea primordial del Comité de Capacidad de Carreteras ha sido atribuir conceptos definidos a los términos empleados en este estudio, disminuyendo así la posibilidad de una mala interpretación del contenido.

También se incluyen definiciones para términos no usados en este estudio, pero cuyo uso probablemente será muy necesario a medida que se vaya ampliando el campo de las investigaciones sobre capacidad de carreteras, cubriendo entonces muchas de las condiciones específicas para las cuales no se dispone, hasta el presente, de datos suficientes.

No todas estas definiciones concuerdan necesariamente con las dadas por otros Comités o Asociaciones; no obstante, estarán sujetas a los cambios que se introduzcan una vez se uniformice la nomenclatura del tránsito.

DEFINICIONES DE CAPACIDAD. El término que con mayor frecuencia se presta a una interpretación errónea o al uso impropio en el campo de la Ingeniería del Tránsito es la palabra "CAPACIDAD". Este término es simplemente una expresión genérica pertinente a la disposición de la vía para acomodar el tránsito.

Sin embargo, para ser expresada con propiedad, la capacidad de una vía deberá ser estimada en relación a un grupo de condiciones, entre las cuales se encuentran la composición del tránsito, alineamiento de la vía, número y ancho de canales, velocidades de los vehículos, etc. que se definen colectivamente como condiciones predominantes, y las cuales pueden dividirse en dos grupos:

- 1.- Aquellas que están determinadas por los rasgos físicos de la vía, y

2.- Aquellas que dependen del tránsito que usa la vía.

Las condiciones que figuran en el primer grupo no cambian a menos que se ejecute alguna construcción o reconstrucción de la vía, y están definidas como las condiciones predominantes de la vía.

Las del segundo grupo, algunas de las cuales pueden variar o ser variadas de hora en hora durante diversos períodos del día, están definidas como las condiciones predominantes del tránsito.

CAPACIDAD BASICA. Existen tres tipos de capacidad de vía que son de suma importancia en la discusión del término "capacidad". El primero de estos ha sido llamado "capacidad básica", y fué definido como el máximo número de vehículos de pasajeros que puede pasar por un punto determinado de un canal o vía, durante una hora y bajo las condiciones ideales del tránsito que puedan obtenerse.

La "capacidad básica" de las vías rurales y vías expresas urbanas con corriente ininterrumpida de tránsito, está definida en términos de vehículos de pasajeros por canal o vía y por hora. La "capacidad básica" para intersecciones de calles se aplica al ancho de la vía en la entrada de la intersección y es la rata de la corriente de tránsito expresada en términos de vehículos de pasajeros por hora, durante el período en el cual no se interrumpe la corriente. Dos vías que tengan los mismos rasgos físicos tienen por lo tanto la misma "capacidad básica", no importando las condiciones predominantes del tránsito.

CAPACIDAD POSIBLE. El segundo tipo de "capacidad" es el número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto determinado de un canal o vía durante una hora, bajo las condiciones predominantes de vía y del tránsito.

A este tipo de capacidad se ha resuelto llamarla "capacidad posible", y es el volumen de tránsito que no puede ser excedido en la realidad sin el cambio de una o varias de las condiciones predominantes. Es necesario establecer siempre las condiciones bajo las cuales se aplica una definida capacidad posible. Por ejemplo, sería incorrecto establecer que la capacidad posible de una vía de dos canales es de 2.000 v.p.h. Sin embargo, sería substancialmente correcto decir que la capacidad posible de una vía de dos canales con una superficie de 6 mts. de ancho, libre de obstrucciones laterales en un área de 2 mts. de ancho a partir de sus bordes y sin intersecciones importantes a nivel, es de 2.000 vehículos de pasajeros por hora.

CAPACIDAD PRACTICA. El tercer grado de capacidad es el número máximo de vehículos que pueden pasar por un punto determinado de una vía o canal durante una hora sin que la densidad del tránsito sea tan grande como para ocasionar una irrazonable dilación, peligro o restricción a la libre acción de los conductores para maniobrar bajo las condiciones predominantes de la vía y del tránsito. Se ha decidido llamar a este tipo de capacidad "capacidad práctica". Como

la frase: "irrazonable dilación o restricción a la libre acción de los conductores para maniobrar" es algo subjetiva, la determinación del volumen al cual es alcanzada la "capacidad práctica" depende en gran parte del juicio individual, no obstante, el lector encontrará en el contenido de este estudio algunos medios científicos que explican razonablemente hasta qué punto el conductor de un vehículo se ve limitado en su libertad de maniobrar según diversos volúmenes de tránsito, medianente la consideración del grado hasta el cual su velocidad y otros factores se ven restringidos por otros vehículos sobre la misma vía. Usando este método como criterio, se ha considerado posible recomendar definidos tipos de capacidades prácticas para diversas vías y condiciones de tránsito.

El buen conocimiento del término "capacidad práctica" es lo que realmente interesa cuando se intenta lograr un buen diseño de vías de comunicación, ya que el ingeniero planeará sus mejoras de acuerdo a una capacidad práctica tal, que le permita adaptarlas a los volúmenes de tránsito previstos. Para él, un término más descriptivo sería "capacidad de diseño", pero la única diferencia consiste en que la vía tendría una "capacidad de diseño" durante el período de planeamiento y una "capacidad práctica" después de construída. La primera es objetiva, la segunda es una realidad, pero posiblemente con igual valor numérico. Por lo tanto, parece ilógico introducir un segundo término que ha de tener esencialmente el mismo significado.

OTROS TERMINOS. Existen otros términos tales como "capacidad satisfactoria", capacidad tolerable" y capacidad intolerable, los cuales han sido usados indistintamente en otros estudios publicados para subdividir la variación entre la capacidad práctica y la posible. Este informe mostrará, que para condiciones urbanas donde el tránsito está regulado por semáforos, la diferencia entre la capacidad práctica y la posible es tan pequeña que entre ellas no caben grados intermedios. Sin embargo, en áreas rurales y en áreas urbanas que tengan características de vías expresas, existe en realidad un amplio margen de variación entre la "capacidad práctica" y la capacidad posible, demostrándose, más adelante, que en estas áreas la congestión aumenta en relación directa con el volumen del tránsito. Como las condiciones que gobiernan el grado de congestión que puede considerarse tolerable, tienen un carácter tan local, el Comité ha preferido abstenerse de hacer recomendaciones específicas para dichos términos intermedios, considerando más importante la necesidad de informar sobre sus efectos, ya que habiendo obtenido esta información, las autoridades locales estarán mejor capacitadas para formarse un criterio claro para decidir sobre las capacidades satisfactorias o tolerables y así administrar mejor los fondos públicos al proporcionar las mayores ventajas a la comunidad.

Los tres tipos de capacidad: básica, posible y práctica, son los únicos empleados en este estudio, y son usados en el sentido ya adu

crito.

A continuación se exponen otros términos y sus definiciones, no en orden alfabético, sino agrupados de acuerdo con la materia a que estén más estrechamente vinculados.

I - DEFINICIONES DE VIAS

CARRETERA, CALLE O CAMINO. Son los términos generales que definen cualquier vía pública construida con el objeto de permitir el tránsito de vehículos; este concepto incluye el área comprendida dentro del derecho de vía.

Derecho de vía es el área total ocupada por el pavimento, las obras complementarias y una faja adicional de terreno a ambos lados.

En áreas rurales y en las urbanas donde relativamente existen pequeñas salidas y entradas, la conexión entre dos sectores se denomina carretera o camino. Una vía en un área urbana con brocales, aceras y cunetas pavimentadas, se llama calle.

A- CONTROL DE ACCESO. Son las condiciones legales que regulan el acceso a una vía pública o el uso de las facilidades que ella pueda prestar.

a) **Control total de acceso.** Es el control de acceso dirigido a dar preferencia al tránsito continuo, permitiendo conexiones únicamente con vías públicas determinadas, prohibiendo los cruces a nivel y las conexio

nes con caminos privados.

I.- TIPOS FUNCIONALES

- A- VIA ARTERIAL. Es un término general que denota primordialmente una carretera para tránsito continuo.
- B- VIA EXPRESA. Es una vía arterial destinada al tránsito continuo, con el control total o parcial de sus accesos, generalmente con los cruces a diferente nivel y cuyas corrientes de tránsito están separadas por una isla central.
- C- AUTOPISTA. Es una vía expresa con control total de sus accesos.
- D- VIA-PARQUE. Es una vía arterial para tránsito no comercial, con total o parcial control de acceso corrientemente localizada dentro de parques o zonas similares.
- E- VIA PRINCIPAL. Es una vía arterial con intersecciones a nivel y acceso directo a las zonas adyacentes y en las cuales se usa el diseño geométrico y las medidas de control, como medios para facilitar el libre desenvolvimiento del tránsito continuo.
- F- CALLE O CARRETERA CONTINUA. Es una carretera o porción de ella que requiere reglamentación especial de señales de parada para impedir que el tránsito de vehículos proveniente de las vías intersectantes entre o cruce

la vía en cuestión sin antes comprobar si puede o no hacerlo.

G- CALLE LOCAL O SECUNDARIA. Bajo esta definición está comprendido todo el sistema de vías urbanas que conecta y distribuye las diferentes corrientes de tránsito de las vías preferenciales y cuyo control de tránsito depende del adoptado para la vía preferencial a la cual sirve.

H- VIA AUXILIAR. Es una vía contigua y generalmente paralela a una vía Expresa, Autopista, o Calle Continua, diseñada para interceptar, recoger y distribuir el tránsito que desea cruzar, entrar o abandonar una de dichas vías preferenciales y para proporcionar el acceso a la propiedad privada que de otra manera quedaría aislada debido al control de acceso. A veces se le define también como "vía de servicio".

2.- COMPONENTES DE LA SECCION TRANSVERSAL.

A- CALZADA. Es la porción de la vía que ha sido destinada para el uso del tránsito de vehículos. Las vías divididas y las que tienen un sistema de vías auxiliares poseen más de una calzada. En vías no divididas y sin vías auxiliares, el ancho normal de la calzada está comprendida entre las líneas de brocal o entre los bordes exteriores de los hombrios.

- B- **HOMBRILLO.** Es la porción de una calzada situada entre el borde exterior de la superficie del pavimento, y el brocal, el borde interior de la cuneta o la superficie original del terreno.
- C- **CUNETA.** Es un canal artificial, generalmente poco profundo, colocado ordinariamente a cada lado de la vía con el objeto de recoger las aguas que caen sobre ella.
- D- **BROCAL.** Es una pequeña estructura vertical o inclinada a lo largo del borde del pavimento o del hombrillo, que formando o no parte de la cuneta, refuerza, protege y define claramente los bordes a los conductores.
- La superficie del brocal que da frente a la dirección general del pavimento se llama "cara"
- a) **Brocal Vertical.** Es un brocal cuya cara es una superficie plana vertical, o inclinada según un ángulo no mayor de 20 grados con la vertical. Este tipo de brocal ordinariamente impide a los vehículos pasar sobre él, o si lo hacen es con mucha dificultad. También se le llama "brocal normal o "brocal recto".
- b) **Brocal inclinado.** Es un brocal cuya cara es una superficie plana e inclinada según un ángulo comprendido entre 20° y 60° con la vertical. Los vehículos pueden pasar con o sin dificultad sobre este tipo de brocal.
- c) **Brocal horizontal.** Es un brocal cuya cara es una su

perficie plana e inclinada según un ángulo al menos de 60° con la vertical y sobre el cual puede pasar cualquier vehículo sin dificultad.

- d) Brocal ondulado (rolled curb). Es un brocal cuya cara en sección transversal se asemeja a una S; usualmente se construye para que los vehículos pasen sobre él sin dificultad.

E- SEPARADOR. Es un área o dispositivo físico colocado longitudinalmente entre dos calzadas para separar el tránsito que se mueve en la misma u opuesta dirección, y diseñado de tal manera que impide el paso normal de los vehículos desde los canales de un lado del separador al otro.

- a) Separador direccional. Es un "separador" situado entre las corrientes de tránsito que se mueven en dirección opuesta.

Si el "separador direccional" está colocado entre dos calzadas que conducen el tránsito continuo en direcciones opuestas, se denomina ordinariamente "separador central medianero".

- b) Separador de canales. Es un separador situado entre corrientes de tránsito que se mueven en la misma dirección y donde el servicio rendido por las calzadas de cualquier lado del separador tiene esencialmente las mis-

mas características.

- c) Separador exterior. Es un "separador" colocado entre una vía auxiliar y la calzada de una vía con acceso controlado.

F- CANALES DE CAMBIO DE VELOCIDAD. Es un canal añadido al ancho normal de la calzada con el objeto de disponer del espacio suficiente para que los vehículos que en-tren adquieran la velocidad necesaria para incorporarse al tránsito continuo de la vía, o permitir que reduzcan su marcha aquellos que deseen abandonarla.

- a) Canal de aceleración. Es un canal de cambio de velocidad cuyo propósito es: 1) Permitir que los vehículos que entran a una vía adquieran la velocidad necesaria para incorporarse con seguridad al tránsito de la misma; 2) Proveer la distancia necesaria para dicha operación; y 3) Dar al tránsito de la calzada principal el tiempo y distancia necesarios para hacer a --justes apropiados.
- b) Canal de desaceleración. Es un canal de cambio de velocidad que permite a los vehículos que de-sean salir de una vía de tránsito continuo, disminuir su velocidad después de haber abandonado la corrien-te principal del tránsito rápido.

3.- DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL.

A- VIA NO DIVIDIDA. Es una vía de dos o más canales que no tiene separador direccional, natural o estructural, para separar las corrientes de tránsito que se mueven en direcciones opuestas.

B- VIA DIVIDIDA. Es una vía de dos o más canales en la cual, el tránsito que se mueve en un sentido, está separado del que se mueve en sentido contrario por un separador direccional.

Una vía dividida tiene dos o más calzadas.

4.- CANAL DE TRANSITO. Es la franja de la calzada destinada a acomodar una sola línea de vehículos.

A- CANAL DERECHO O PRIMER CANAL. Es el canal extremo derecho de una calzada (en dirección del flujo del tránsito) disponible para el tránsito en movimiento. Algunas veces este término define también el canal exterior de las vías rurales o el canal adyacente al brocal en las calles donde no está.

B- CANAL IZQUIERDO.

a) Sobre una vía no dividida y de dos canales, es aquel que está situado a la izquierda de la línea central y que es empleado normalmente por el tránsito en dirección opuesta.

- b) Sobre una vía que tiene diversos canales, es el extremo izquierdo de los canales disponibles en la misma dirección.
- C- CANAL CENTRAL. Es una vía no dividida y con un número impar de canales, es el canal que puede ser usado por el tránsito que marcha indistintamente en cualquier dirección.
- D- SEGUNDO CANAL, TERCER CANAL, ETC. En una vía de canales múltiples, aquellos situados a la izquierda del canal derecho (primer canal) y que están disponibles para el tránsito que viaja en una misma dirección son respectivamente llamados "segundo canal", "tercer canal", etc.
- E- CANAL DE ESTACIONAMIENTO. Es una franja de la calzada donde los vehículos pueden estacionarse legalmente. Este canal es utilizable para el movimiento del tránsito cuando es tá libre de vehículos.
- F- CANAL DE CRUCE A LA IZQUIERDA. Es un canal dentro del ancho normal de la superficie, reservado para los vehículo los que van a cruzar a la izquierda.
- G- CANAL DE CRUCE A LA DERECHA. Es un canal dentro del ancho normal de la superficie, reservado para los vehículo los que van a cruzar a la derecha.
- H- CANAL SEPARADO DE CRUCE. Es un canal de cruce separado del área de la intersección por una isla o área no pavimentada. Puede ser lo suficientemente ancho para permitir

operaciones sobre uno o dos canales.

- I- CANAL ADICIONAL DE CRUCE. Es un canal especial de cruce que se obtiene del ensanche de la calzada en las intersecciones.
- J- CANAL AUXILIAR DE PARADA. Es un canal especial de una longitud limitada, separado de los canales de tránsito continuo, y dispuesto para que los vehículos efectúen para -
das de corta duración.
- K- CANAL DE TRANVIA. Es un canal situado dentro del ancho normal de una calzada y ocupado por los rieles de los tranvías. Tal canal puede o no estar disponible para el uso de cualquier tipo de vehículos.

5.- CLASIFICACION DE LAS VIAS SEGUN EL NUMERO DE CANALES.

- A- VIAS DE DOS CANALES. Son vías no divididas que tienen un canal para cada dirección de tránsito.
- B- VIAS DE TRES CANALES. Son vías no divididas que además del canal correspondiente a cada dirección poseen un tercer canal (el central) para el uso del tránsito que en cualquier dirección desee alcanzar y pasar un vehículo.
- C- VIAS CON NUMERO IMPAR DE CANALES. Son vías no divididas que tienen un número impar de canales, uno de los cuales ordinariamente el central puede ser usado indistinta

mente por el tránsito que se mueve en cualquier dirección.

Una vía de tres canales es un ejemplo típico de esta clase de vías.

- D- VIAS DE MULTIPLES CANALES. Son vías que tienen dos o más canales para el tránsito en cada dirección, o cuatro o más canales para el tránsito en ambas direcciones; pueden ser o no divididas.

6.- CLASIFICACION DE LAS VIAS SEGUN LA DIRECCION.

Las vías según la dirección del tránsito, se dividen en vías de una o dos direcciones.

- A- VIAS DE UNA SOLA DIRECCION. Son aquellas donde el tránsito se desenvuelve en una sola dirección.
- B- VIAS DE DOS DIRECCIONES. Son aquellas donde el tránsito puede moverse simultáneamente en una y otra dirección. Pueden ser divididas o no.

7.- INTERSECCION.

Es el área comprendida dentro de la prolongación de las líneas del brocal o de los bordes laterales de las calzadas de dos vías que se unen formando aproximadamente un ángulo de 90°, o, el área donde los vehículos que marchan sobre diferentes carreteras que se unen a diversos ángulos, pueden producir conflictos más o menos graves al interferir sus movimientos.

Cuando una carretera incluye dos calzadas que están separadas 10 o más metros, el cruce de cada calzada con la vía intersectante deberá ser considerada como una intersección. En el caso de que la carretera intersectante también incluya dos calzadas separadas por 10 o más metros, cada cruce de las calzadas deberá considerarse como una intersección aparte.

A- BRAZO DE INTERSECCION. Es la parte de la calzada que radia de una intersección y que se encuentra fuera del área de la misma.

a) Entrada. Es aquella porción del brazo utilizada por el tránsito que se aproxima a la intersección.

b) Salida. Es la porción del brazo empleada por el tránsito para abandonar la intersección.

B- INTERSECCION DE TRES VIAS. Es la intersección formada por tres brazos. Si uno de éstos es la prolongación aproximada de la dirección de la entrada de otro, y si el tercero intersecta a esta prolongación en un ángulo comprendido entre 75° y 105° , la intersección se clasifica como una intersección en "T". Si el tercer brazo intersecta la prolongación en un ángulo menor de 75° o mayor de 105° se clasifica como una intersección en "Y".

C- INTERSECCION DE CUATRO VIAS. Es la intersección formada por la unión de cuatro brazos. Si dos de estos

brazos son prolongaciones aproximadas de las direcciones de los accesos de los otros dos, y si el ángulo de intersección de estas dos prolongaciones es menor de 75° o mayor de 105° , la intersección se denomina intersección oblicua. Si este ángulo de intersección está comprendido entre los 75° y 105° , se llama intersección en ángulo recto.

D- INTERSECCION MULTIPLE. Es una intersección formada por la unión de cinco o más brazos.

8.- DISPOSITIVO DE TRANSITO.

Es una obra de ingeniería construida sobre una vía con el objeto de eliminar o corregir en lo posible las zonas o puntos de conflicto que en ella ocurran.

A- CIRCULO DE TRANSITO. Es un dispositivo rotatorio construido en una intersección a nivel, en forma circular u oval cuyo tamaño permite una fácil maniobra de empalme entre los diversos movimientos de tránsito que existen en la intersección.

B- PASO A DIFERENTES NIVELES. Es un dispositivo de tránsito construido sobre una intersección con el objeto de lograr que el cruce de dos o más corrientes de tránsito se efectúe sin interferirse.

C- TREBOL. Es un dispositivo de tránsito formado por un

sistema de vías interconectantes, que al unir varias vías a diferentes niveles, permite el intercambio de las diversas corrientes que en ellas existen.

D- RAMPAS. Son las vías interconectantes de un trébol o cualquier otro tipo de conexión entre vías situadas a diferentes niveles.

a) Rampa interior. Es la rampa usada por el tránsito que desea efectuar movimientos de cruce a la izquierda desde una calzada de tránsito continuo a otra situada a diferente nivel.

b) rampa exterior. Es una rampa usada por el tránsito que desea efectuar movimientos de giro a la derecha desde una calzada de tránsito continuo hacia otra situada a diferente nivel.

c) Conexión directa. Es un tipo de rampa que no se desvía mucho de la dirección de viaje intentada. Cuando existe la conexión directa, se evitan las rampas interiores para los movimientos de giro a la izquierda por medio del empleo de una o varias estructuras separadas, mientras que las rampas exteriores conectan directamente los movimientos de giro a la derecha.

9.- SECCION DE ENTRELAZAMIENTO.

Es la zona común a dos calzadas de un mismo sentido que se

cortan en un ángulo agudo. Estas secciones reducen la interferencia de las respectivas corrientes de tránsito debido a que en ellas se produce un movimiento entrelazado de empalme que elimina los cruces directos.

10.- DISTANCIA DE VISIBILIDAD.

Es la longitud de vía visible al conductor de un vehículo de pasajeros, cuando la visual no está obstruida por el tránsito.

A- DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE FRENADO. Es la distancia requerida por un conductor que se mueva a una velocidad determinada, para detener su vehículo ante un objeto, al ser divisado sobre la vía.

B- DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASO. Es la mínima distancia de visibilidad que necesitan los conductores para efectuar la maniobra de paso, de una manera segura, sin interferir la marcha del vehículo que, viajando en dirección opuesta y a la velocidad de diseño, aparezca una vez iniciada dicha maniobra.

C- DISTANCIA LIMITADA DE VISIBILIDAD. Es la distancia de visibilidad que por razón de su longitud inadecuada ocasiona una reducción en la velocidad y que por otra parte limita el libre movimiento del tránsito bajo las condiciones predominantes.

II- DEFINICIONES DE REGULADORES

DEL TRANSITO.

Regulador de tránsito es cualquier señal, semáforo, marca o dispositivo colocado o erigido con el propósito de ordenar, advertir u orientar al tránsito. Los diferentes reguladores empleados para el control del tránsito se pueden dividir en:

1.- MARCAS SOBRE EL PAVIMENTO.

A- LINEA DE CANAL. Es una línea longitudinal intermitente trazada sobre el pavimento de una vía para separar dos canales de tránsito.

B- LINEA CENTRAL. Es la línea longitudinal intermitente o no trazada en el centro de una vía no dividida y que sirve para separar las corrientes de tránsito que se mueven en sentidos opuestos.

C- LINEA DE BARRERA. Es una línea longitudinal continua, que cuando está trazada a la derecha de la línea central o de canal, indica que todo el tránsito debe permanecer a la derecha de ella.

D- INCRUSTACIONES. Son marcas adheridas o insertas en el pavimento, cuyo material de color contrastante no sobresale mucho de la superficie o está a nivel de ella.

E- BOTON. Una señal que consiste en un objeto indeformable incrustado al pavimento y proyectado sobre la superficie

ficie.

F- LEYENDAS. Son aquellas palabras escritas sobre el pavimento con el objeto de ayudar al control del tránsito.

G- MARCAS DIRECCIONALES EN EL PAVIMENTO. Son las líneas direccionales, flechas o símbolos marcados sobre el pavimento para ayudar al control del tránsito.

2.- SEÑALES DE TRANSITO.

Son artefactos o aparatos colocados sobre soportes fijos o por tátiles con informaciones o leyendas oficiales dadas en forma de palabras, frases o símbolos con el propósito de regular, prevenir, guiar e informar al tránsito.

A- SEÑAL "PARE". Es una señal de Reglamentación que in dica al conductor que debe detenerse antes de continuar su movimiento.

3.- SEMAFOROS.

Son señales que operadas manual, eléctrica o mecánicamente gobiernan las diversas corrientes de tránsito, ordenándolas parar y seguir alternativamente.

A- INTERVALO. Es el tiempo durante el cual permanece uniforme cualquier indicación del semáforo.

B- CICLO. Es el tiempo requerido para una completa se -- cuencia de los intervalos de un semáforo.

C- FASE. Es una parte del ciclo, que permite a cualquier mó

vimiento de tránsito, recibir el derecho de paso durante uno o más intervalos.

- D- INTERVALO DE BANDA CONTINUA. Es el tiempo que transcurre entre el paso del primero y el último vehículo de un grupo que se mueve de acuerdo a la velocidad de diseño de un sistema progresivo de semáforos. Este tiempo se calcula en segundos.
- E- CONTROL MANUAL. Es la operación manual de un semáforo.
- F- CONTROL AUTOMATICO. Es la operación de un semáforo por medio de un mecanismo eléctrico regulador.
- G- CONTROL ACTUADO POR EL TRANSITO. Es un tipo de control automático, que bajo condiciones específicas, es actuado por la influencia de los vehículos, peatones o ambos a la vez.
- H- CONTROL INDEPENDIENTE. Es la operación de dos o más semáforos cuando entre ellos no existe una relación definida.
- I- CONTROL COORDINADO. Es la operación de dos o más semáforos cuando entre ellos existe una relación definida.
- J- SISTEMA SIMULTANEO. Es un sistema de semáforos en el cual todos ellos dan siempre al mismo tiempo la misma indicación para una calle determinada.
- K- SISTEMA ALTERNO. Es un sistema en el cual, los semáforos se alternan por unidades o por grupos, y los cuales dan indicaciones opuestas al mismo tiempo para una calle deter-

minada.

L- SISTEMA PROGRESIVO. Es un sistema de semáforos en el cual, las diversas caras correspondientes de un mismo sentido dan la indicación de "SIGA" de acuerdo a una previa regulación escalonada del tiempo, con el objeto de permitir (hasta donde sea posible) la circulación continua de grupos de vehículos a una velocidad establecida, la cual puede variar en diferentes tramos del sistema.

M- SISTEMA PROGRESIVO FLEXIBLE. Es un sistema que permite ajustar individualmente los intervalos de cualquier semáforo de acuerdo a las exigencias del tránsito en una intersección, y en el cual la indicación de "SIGA" puede aparecer independientemente en el instante que necesita una máxima eficiencia.

4.- ZONA DE SEGURIDAD E ISLAS.

A- ZONA DE SEGURIDAD. Es el área o espacio oficialmente dispuesto dentro de la calzada para el uso exclusivo de los peatones, y el cual está protegido e indicado por señales constantemente visibles. Cuando dicha área está dispuesta para la protección de autobuses o tranvías, se llama "zona de carga".

B- ISLA DE PEATONES. Es una zona de seguridad construida y ubicada en un cruce de peatones.

- C- ISLA DE EMBARQUE. Es una zona de seguridad construida y colocada especialmente en las paradas de autobuses o tranvías, cuando estas se encuentran cercanas al eje de la calle y cuya función es servir de protección a los pasajeros.
- D- ISLA DE TRANSITO. Es un área ubicada permanentemente en una vía, y la cual proporciona, estructuralmente, una separación física del tránsito.
- E- ISLA CANALIZADORA. Es una isla localizada en una vía, y cuyo objeto es definir y dirigir los movimientos específicos del tránsito a determinados canales.
- F- ISLA DIVISORIA. Es una isla localizada longitudinalmente en una vía, y cuyo objeto es separar las corrientes de tránsito que se mueven en la misma u opuesta dirección.
- G- ISLA ROTATORIA. Es una isla de tránsito ubicada en el centro de una intersección para imprimir al tránsito un movimiento en dirección contraria a las agujas del reloj, y sustituir así los cruces directos por movimientos continuos de entrelazamiento.

III- DEFINICIONES DEL TRANSITO

Y SUS OPERACIONES.

1.- COMPOSICION DEL TRANSITO.

PARTE II. -

DATOS NUMERICOS DE MAXIMOS VOLUMENES DE TRANSITO.

A- **TRANSITO.** Es el efecto producido por la acción de desplazarse un cuerpo de un lugar a otro. Para los efectos de los estudios del tránsito terrestre se considerará exclusivamente la vía pública y sus usuarios; así como las normas que se derivan de las relaciones entre la acción mencionada y su efecto.

VEHICULO. Es aquel componente del tránsito que circula por las vías públicas y está destinado al transporte de personas o de bienes. A los efectos de este estudio, sólo se considerarán los vehículos siguientes:

- a) **Automóviles:** Se consideran como tales, los vehículos particulares, de alquiler y las camionetas de pasajeros destinados al transporte de personas cuya capacidad máxima no exceda de 9 pasajeros.
- b) **Camiones:** Se consideran como tales los vehículos destinados al transporte de carga y están incluidos en este grupo: las camionetas de carga de cualquier capacidad; los camiones en general y gandolas, remolques y semi-remolques.
- c) **Autobuses:** Son los vehículos destinados al transporte colectivo de pasajeros, y se consideran como tales cuando la capacidad de dicho transporte es mayor de 9 personas.

2.- OPERACION DEL TRANSITO.

A- VELOCIDAD. Es la rata de movimiento del tránsito o de los componentes específicos del mismo con relación al tiempo, expresada en k.p.h.

a) Velocidad promedio. Es el promedio de las velocidades de todos los vehículos que pasan por un punto determinado de la vía, durante cierto período de tiempo.

b) Velocidad total. Es el cociente de la distancia recorrida por un vehículo entre el tiempo total empleado en recorrerla, incluyendo todas las dilaciones del tránsito, y expresado en k.p.h.

c) Velocidad total promedio: Es el promedio de las velocidades totales de todos los vehículos que transitan por una vía durante un período determinado de tiempo.

d) Velocidad óptima: Es la velocidad promedio a la cual debe moverse el tránsito cuando el volumen de una vía determinada llega a su máximo, también se le ha llamado "velocidad crítica". Cuando la velocidad promedio es apreciablemente más alta o más baja que la óptima se originará una reducción en el volumen.

e) Velocidad de diseño. Es la velocidad seleccionada con el propósito de establecer y determinar las características de diseño de las carreteras, tales como el radio de curvatura, el peralte, la visibilidad, etc., de las cuales depende la operación segura de los usuarios.

Esta velocidad es la mayor que puede ser sostenida por los vehículos para recorrer con seguridad una vía determinada, cuando el estado del tiempo es favorable, la densidad del tránsito es baja y las características de diseño de la vía son las condiciones que rigen para tener una máxima seguridad.

f) Velocidad de operación. Es la velocidad total, excluyendo las detenciones, a la cual un conductor puede viajar bajo las condiciones predominantes y sin excederse ni una vez de la velocidad de diseño.

g) Diferencia de velocidad. Es la diferencia entre las velocidades de dos vehículos sucesivos que se mueven en un mismo sentido.

h) Promedio de diferencia de velocidad. Es el promedio de las diferencias de velocidad entre todos los componentes del tránsito, en una vía dada y durante un período determinado de tiempo.

B- RETARDO O DILACION. Es el tiempo transcurrido mientras

el tránsito, o un componente del mismo, se ve impedido en su movimiento por algún elemento extraño, sobre el cual no tiene control.

Usualmente se expresa en segundos por vehículos.

a) Dilaciones fijas. Son las dilaciones comunes a las cuales están sujetos los vehículos cuando existen bajos volúmenes o densidades de tránsito. Las dilaciones experimentadas por un vehículo aislado y las cuales son originadas por semáforos o señales "PARE", son dilaciones fijas.

b) Dilaciones de operación. Son las dilaciones causadas por la interferencia entre los componentes del tránsito. La diferencia entre los tiempos de recorrido sobre una ruta cuando los volúmenes son extremadamente altos y bajos, y el tiempo que transcurre mientras se espera en una señal "PARE" hasta que el tránsito esté despejado, son dilaciones de operación. Las pérdidas de tiempo resultantes de congestiones, de interferencias con vehículos que van a estacionarse y de vehículos que viran son también ejemplos de dilaciones de operación.

C- INTERVALO. Es el tiempo transcurrido entre el paso, por un punto dado, de los parachoques delanteros de dos vehículos consecutivos que se muevan en un mismo canal.

a) **Intervalo promedio.** Es el promedio de los intervalos entre los vehículos que se mueven sobre una vía durante un determinado período de tiempo.

b) **Intervalo mínimo.** Es el intervalo existente cuando dos vehículos sucesivos se mueven tan estrechamente como les es posible bajo las condiciones predominantes.

D- DISTANCIAS DE PARADA.

a) **Distancia de parada del vehículo.** Es la distancia recorrida por un vehículo desde que el conductor hace contacto con el control de los frenos, hasta que el vehículo se detiene.

b) **Distancia de frenado del vehículo.** Es la distancia total recorrida por un vehículo desde el instante en que la banda del freno hace contacto con el tambor del mismo, hasta que el vehículo se detiene.

c) **Distancia de parada del conductor.** Es la distancia total recorrida por un vehículo desde el instante en que su conductor se percata de que debe detenerlo tan pronto como le sea posible, hasta que el vehículo se detiene, en este concepto se incluye, las distancias recorridas durante los tiempos de percepción y de reacción del conductor.

- E- ENTRELAZAMIENTO.** Es el acto ejecutado por un vehículo que se mueve oblicuamente, desde un canal a otro cruzando la trayectoria de vehículos que marchan en el mismo sentido.
- F- EMPALME.** Es el proceso por el cual los vehículos de dos corrientes separadas de tránsito que se mueven en el mismo sentido, se combinan o unen para formar una sola corriente.
- G- VOLUMEN.** Es el número de vehículos que, moviéndose sobre un canal o vía, en uno o ambos sentidos, pasan por un punto determinado durante cierto período de tiempo. El volumen se puede expresar en vehículos por hora, por día, por año, etc.
- a) Promedio anual de volumen diario. Es el volumen total anual dividido por el número de días del año.
 - b) Máximo volumen horario anual. Es el máximo volumen horario registrado en una vía durante un año.
 - c) Décimo, vigésimo trigésimo, etc. volumen horario anual. Es el volumen horario de una vía, excedido por 9, 19, 29, etc. volúmenes horarios durante un año.

H- DENSIDAD. Es el número de vehículos que ocupan la unidad de longitud de un canal de tránsito o de una vía, en un instante determinado. Generalmente se expresa en vehículos por kilómetro.

a) Densidad promedio. El número promedio de vehículos por unidad de longitud de vía en un determinado período de tiempo.

b) Densidad crítica. Es la densidad del tránsito cuando el volumen alcanza el valor de la capacidad posible en una vía determinada. El volumen de tránsito disminuye cuando la densidad es mayor o menor que la densidad crítica.

La densidad crítica ocurre cuando todos los vehículos se están moviendo a la velocidad óptima o muy cerca de ella.

I- VARIACION EN EL FLUJO. Es la fluctuación del volumen de tránsito de una vía, en períodos sucesivos del día, mes, año, etc.

J- PATRON DE TRANSITO. Es una representación gráfica o tabulada de la fluctuación del volumen de tránsito durante cierto período de tiempo. El volumen durante los intervalos de tiempo usados en el patrón puede expresarse en cantidad de vehículos o en términos del porcentaje que es

ta cantidad representa del volumen promedio de todos los intervalos cubiertos por el patrón. Puede decirse, que vías diferentes tienen patrones de tránsito parecidos si resultan curvas idénticas cuando los volúmenes de tránsito se muestran como porcentaje del volumen promedio para el período cubierto por el patrón.

- a) Patrón de tránsito diario. Es un patrón donde se muestran los volúmenes de tránsito para cada una de las 24 horas consecutivas del día. Si el período de tiempo incluye 168 horas consecutivas es llamado patrón de tránsito diario para una semana. De igual manera, existen los llamados patrones de tránsito diario para un mes, un año, o cualquier otro período de tiempo.
- b) Patrón de tránsito semanal. Es un patrón donde se muestran los volúmenes de tránsito diario para cada uno de los siete (7) días de la semana. Si el período de tiempo incluye 30 días consecutivos, el patrón es llamado patrón de tránsito semanal para un mes, y se incluyen los volúmenes de tránsito de 365 días consecutivos, o tomará el nombre de patrón de tránsito semanal para un año.

- c) Patrón de tránsito anual. Es el arreglo gráfico o tabulado de todos los volúmenes de tránsito horario registrados en un año, dispuestos en orden descendente de acuerdo a su magnitud, ya sea en valores numéricos o en porcentajes del tránsito en el día promedio.

IV* DEFINICIONES DEL USO Y DESARROLLO DE LA TIERRA

A- DESARROLLO.

- a) Desarrollo comercial. Es el tipo de terreno ocupado preferentemente por establecimientos dedicados al comercio.
- b) Desarrollo de parques. Es aquella zona destinada principalmente a la construcción de edificios y casas residenciales.
- c) Desarrollo de zonas agrícolas. Es el terreno dedicado al desarrollo de la producción de bienes agrícolas.

B- AREA O LOCALIDAD.

- a) Area Urbana. Es el área total de un conglomerado de 5.000 o más habitantes.
- b) Area central. Es aquella porción de un conglomerado situada dentro y alrededor de su zona comercial ,

donde ordinariamente existe un gran volumen de peatones y una gran demanda de espacio para estacionamiento durante las horas de máximo tránsito, o un alto volumen sostenido de peatones y una continua demanda de estacionamiento durante las horas de actividad comercial e industrial. Esta definición se aplica a las áreas industriales y comerciales fuera o dentro de la parte central del conglomerado.

- c) **Area intermedia.** Es la porción de un conglomerado situada fuera del área central pero generalmente dentro de la zona de influencia de su actividad comercial, y la cual está caracterizada por un tránsito moderadamente denso de peatones y porque el movimiento de entrada y salida en las zonas de estacionamiento es menor que en el área central.
- d) **Area exterior.** Es una zona residencial o una mezcla de establecimientos residenciales y comerciales, dentro de la franja exterior de un área metropolitana, y caracterizada por el bajo número de peatones y la poca demanda de estacionamientos.
- e) **Area rural.** Es cualquier área que no está situada dentro de un poblado, ciudad, o área metropolitana.

I N T R O D U C C I O N . Un método para determinar la capacidad de carga de una máquina o material, es aplicarle sucesivas cargas en cantidades conocidas, hasta que el material a investigarse no soporte el peso impuesto por él. En el Laboratorio Industrial, la fuerza o capacidad de una muestra está determinada por la carga de ruptura; siendo su capacidad, la máxima carga que el material puede soportar sin romperse. El ingeniero de tránsito tiene a su disposición métodos muy parecidos para apreciar la habilidad de una calzada en absorber el tránsito: su Laboratorio se extiende por todo el país y sus muestras son las muchas secciones de calles y carreteras que están continuamente expuestas a las cargas máximas que ellas pueden soportar; sus instrumentos: un simple contador de tránsito y un reloj. Debido a que posiblemente este método es el más primitivo de los aplicados en los estudios de capacidad de carreteras, es conveniente mostrar, a título informativo en todo trabajo que trate sobre este tema, algunos de los resultados obtenidos con su aplicación.

La analogía entre el Laboratorio y la carretera falla en un aspecto muy importante: en el Laboratorio se pueden controlar cuidadosamente las condiciones bajo las cuales se hacen pruebas, mientras que el ingeniero de tránsito no puede alterar a discreción, ni la calzada ni las condiciones predominantes del tránsito durante un experimento. Deberá por lo tanto, registrar las condiciones ba

jo las cuales hizo sus pruebas y la diferencia entre estos y el "standard", para luego hacer ajustes o compensaciones, si es que quiere que sus resultados tengan algún valor. Debido al descuido en hacer esto, o ajustes similares en aplicaciones posteriores, los valores obtenidos por este método han mostrado gran variación en los resultados.

VIAS DE DOS Y TRES CANALES. Las tablas 2, 3 y 4 muestran los máximos volúmenes horarios que fueron observados entre un número de vías importantes de los Estados Unidos cuando la corriente del tránsito era continua. Cada tabla contiene el volumen promedio para todos los canales de la vía y los volúmenes máximos para un canal. Los valores señalados en la columna "en un canal" representan el valor máximo registrado en uno de los canales (exceptuando el caso de las vías de tres canales donde se indican los máximos volúmenes horarios para una sola dirección). "Promedio Para todos los canales", se refiere a ambas direcciones en las vías que tienen 2 y 3 canales, y para todos los canales en una misma dirección cuando las vías tienen cuatro canales o más. El volumen máximo anotado para un canal, puede o no ocurrir en el período de tiempo en que se obtiene el máximo volumen para el promedio de todos los canales.

De los datos registrados en la tabla 2 se puede observar que el mayor volumen para una carretera de dos canales fué registra

Tabla 2. - Máximo volumen horario observado en vfa. de dos canales

VIAS Y SU LOCALIZACION	ANCHO PROMEDIO DE LOS CANALES (en mts.)	VEHICULOS POR HORA	
		EN UN CANAL	PROMEDIO PARA TODOS LOS CANALES
Colorado St. Bridge, Pasadena, California	4,27	1,710	1.215
Summer Tunnel, Boston, Mass.....	3,29	-----	1.200
Posey Tube, Alameda, California.....	3,51	1.400	1.350
US3, Manchester, N. H.....	3,05	-----	944
US45, Libe Rtuville III (50 km. p.h.)....	2,74	1.510	904
Lincoln Tunnel (1.940), New York	3,29	1.152	-----
US1, Old Lyme, Conn.....	3,51	1.135	887
US27, nort of Jet. Tpute 21, Mich	3,05	-----	850
US6, West Hartford, Conn.....	3,05	-----	830
State Route 17, northwest of Goshe, N. Y.	3,05	-----	801
Shirley Highway (October 1944,) at Glebe. Road, Va. (43 km. p.h.).....	3,66	1.251	752
Baltimore-Washington Blvda., Maryland..	3,05	-----	751
State Route 9, Middletown, Conn.....	3,05	1.127	714
L&N Bridge, Cincinnati, Ohio.....	2,14	988	575
US285, near State Route 75, Denver, Col.	2,74	836	-----
State Route 87, Fayetteville, N. C.....	3,35	750	-----

Tabla 3. - Máximo volumen horario observado en vfas de tres canales

VIAS Y SU LOCALIZACION	ANCHO PROMEDIO DE LOS CANALES (en mts.)	VEHICULOS POR HORA	
		EN UNA DIRECCION	PROMEDIO PARA TODOS LOS CANALES
State Route 35, Laurence Harbor, N.J...	3,05	2.250	1.021
State Route 27, Rahway, N. J.....	3,05	1.905	761
State Route 27, West Scorr Ave., Rahway. N. J.....	3,05	1.814	724
US1, Danvers, Mass.....	3,05	1.526	664
State Route 29, Union Country, N.J.....	3,05	1.511	757
State Route 42, Camden Country, N.J....	3,05	1.391	664
US40, Richmond, Calif.....	3,05	-----	653
State Route 17, Carlstadt, N. J.....	3,05	1.197	633
US101, Oceanside, Calif.....	3,05	-----	632
State Route 3, Quincy, Mass.....	3,05	920	568

do en el Posey Tube en Alameda (California) con un promedio de 1.350 vehículos por hora y por canal. Así mismo, el máximo volumen obtenido para un sólo canal fué de 1.710 vehículos en el Colorado Street Bridge en Pasadena (California). El ancho de la calzada donde se observó este último dato es de 8.50 mts., lo cual hace suponer que en algún momento pudo ser utilizada como vía de tres canales. En algunas otras carreteras de dos canales los volúmenes observados pasan de los 1.000 v.p.h. en una dirección; pero de todos los datos registrados se puede deducir que sólo las dos vías anteriores y la del Summer Tunnel, en Boston, son las únicas de dos canales que ha acomodado más de 1.000 v.p.h. por canal, o sea un volumen total mayor de los 2.000 v.p.h.

Al registrarse los datos obtenidos en el Baltimore Washington Boulevard, llamó particularmente la atención el hecho de que algunos artículos sobre capacidad de carreteras reportaban incorrectamente un volumen de 1.502 v.p.h. por canal cuando dicha carretera era una vía de dos canales. Por medio de un examen del material original, se pudo comprobar que este dato correspondía al total de los dos canales y no a uno sólo. Igualmente, varios artículos señalan una capacidad de 2.000 v.p.h. por canal para cada acceso del Holland Tunnel, pero se ha comprobado que esta vía jamás ha llevado un total mayor de 2.305 v.p.h. en los dos canales o sea un promedio de 1.253 v.p.h. por canal, como se indica en la

tabla 4.

Fué objeto de especial interés el obtener conteos que señalan altos volúmenes horarios para carreteras de tres vías. Sin embargo, únicamente en un caso se encontró una vía con un volumen horario de 3.000 vehículos o sea 1.000 v.p.h. por canal.

Se han registrado volúmenes del promedio anual mayores de 12.000 vehículos por día en muchas vías de tres canales, y en un caso el promedio anual del volumen diario llegó a 19.040 vehículos; no obstante, aún con estos altos volúmenes diarios, no se han registrado volúmenes horarios mayores que los mostrados en la tabla 3.

VIAS DE VARIOS CANALES. Solamente dos carreteras de varios canales, la USI, cerca del Aeropuerto de Newark, N.J., y el Grand Central Parkway de la ciudad de New York, ambas de cuatro canales, han sido reportadas con volúmenes mayores de 2.000 v.p.h. por canal (Tabla 4).

El Outer Driver de Chicago (8 canales) es una de las mejores ilustraciones de capacidad en vías de más de cuatro canales. Soporta alrededor de 1.500 v.p.h. por canal casi todos los días durante el período de gran tránsito de la tarde. Se han observado volúmenes máximos de 1.958 y 1.640 vehículos por canal cuando opera respectivamente con cuatro o seis canales en un solo sentido.

LOS VOLUMENES MAXIMOS CITADOS SON EXCEPCIONALES. -

Los volúmenes señalados en las tablas 2, 3 y 4 son en la

mayoría de los casos, las capacidades posibles de cada una de dichas vías. Son los máximos valores que han sido registrados en una sola ocasión, aunque la demanda del tránsito haya sido probablemente, suficiente para alcanzar o sobrepasar estos volúmenes en muchas otras oportunidades. Comparados con las pruebas de Laboratorio de un número de muestras idénticas de acero, por ejemplo, estos conteos corresponden al de aquella muestra que pudiere soportar la carga mayor. Por ejemplo, el tránsito en el Memorial Bridge de Washington D. C., fué contado innumerables veces cuando no era capaz de absorber el gran volumen de tránsito que a él llegaba, produciéndose, en consecuencia, gran congestión del tránsito en dicho lugar o en sus cercanías. Durante cientos de tales conteos se pudo observar que el puente no llevaba más de 3.600 v.p.h. en una sola dirección, o sea, un promedio de 1.200 v.p.h. por canal. Sin embargo, en cierta ocasión fué registrado un total de 4.227 vehículos en una dirección, lo cual da el promedio de 1.409 vehículos por canal que ha sido anotado en la Tabla 4.

Más aún, los datos incluidos en las tablas 2, 3 y 4 fueron seleccionados como los más altos volúmenes horarios de una larga lista de volúmenes máximos registrados en carreteras que, a juicio de los técnicos observadores, estaban trabajando a su capacidad total. Por consiguiente, parecería de poca solidez técni-

ca, asumir que otras carreteras con un número comparable de cañales tuvieran las mismas capacidades que las mostradas, o siquiera, el promedio de estos pocos ejemplos.

Estos volúmenes máximos observados han sido expuestos en este capítulo con el objeto de familiarizar al lector con los grandes volúmenes de tránsito que se han registrado en las vías más densa-

Tabla 4.- Máximo volumen horario observado (en una sola dirección) en vías múltiples.

VIAS Y SU LOCALIZACION	ANCHO PROMEDIO DE LOS CANALES (en mts.)	VEHICULOS POR HORA	
		EN UN CANAL	PROMEDIO PARA TODOS LOS CANALES
CUATRO CANALES			
US1, Newark Airport, N. J.....	3.78	-----	2.275
Grand Central Parkway, West of Parsons.. Blvd., N. Y.....	3.35	2.275	2.194
US73 and 75, Omaha, Nbr. (55 Km. p.h.)	3.35	-----	1.763
Cross Bay Blvd., Queens, N. Y.....	2.44	-----	1.566
Express Highway, St. Louis, Mo.....	-----	1.956	1.543
Fourteenth St. Bridge, Washington, D. C. (43 Km. p.h.).....	3.06	1.620	1.508
Queensboro Bridge, upper roadway, New York, N.Y.....	3.42	1.861	1.448
Sunrise Highway, at Cross Bay Blvd. N. Y.	3.05	-----	1.350
Outer Drive, Chicago Ill.....	3.43	1.395	1.349
Southern State Parkway, Troopers Lodge N. Y.....	3.05	-----	1.264
Holland Tunnel, New York, N. Y. (45 k.p.h.	3.05	1.404	1.253
Edison Bridge, South Amboy, N.J.....	3.28	-----	1.246
Manhattan Bridge, New York, N.Y. : Upper roadway.....	3.43	1.884	1.226
Lower roadway.....	2.67	-----	912
Merritt Parkway, Greenwich, Conn.....	3.96	-----	1.158
Northern State Parkway, Troopers Lodge, N. Y.....	3.05	-----	1.136
Brodway Bridge, Portland Oreg.....	3.05	-----	1.088
Williamsburg Bridge, New York N.Y.....	3.05	-----	1.061
US20, Oxford, Mass.....	3.05	-----	1.042

Tabla 4.- Continuación

VIAS Y SU LOCALIZACION	ANCHO PROMEDIO DE LOS CANALES (en mts.)	VEHICULOS POR HORA	
			PROMEDIO PARA TODOS LOS CANALES
CINCO CANALES			
Superior Bridge, Cleveland, Ohio.....	3.05	-----	1,557
Queensboro Bridge, New York, N.Y.....			
Lower roadway, two lanes one-way...	3.11	1,720	1,292
Lower roadway, three lanes one-way..	3.11	-----	1,195
SEIS CANALES			
Henry Hudson Parkway, New Yor, N.Y...	3.35	-----	1,666
Oakland Bay Bridge, San Francisco Calif.	2.76	-----	1,538
Leif Wriksen Drive, Chicago III.....	3.54	-----	1,435
Memorial Bridge (48 km p.h.) Washington D. C.....	3.05	-----	1,409
Arroyo Seco Parkway, Los Angeles, Cal..	3.25	-----	1,367
George Wawhington Bridge, New York. N.	2.44	-----	1,320
Delaware River Bridge, Cmden, N. J. (fourlanes one-way).....	2.87	-----	1,285
Superior Bridge (20 km.p.h.), Cleveland, Ohio.....	3.05	1,530	1,241
Michigan Ave., Chicago, III.....	3.81	-----	1,118
Carnegie Ave., Cleveland, Ohio.....	2.90	1,098	938
Aurora Bridge, Seattle, Wash.....	2,83	1,111	903
Burnside Bridge, Portland, Oregon.....	3.05	-----	768
US1, Saugus, Mass.....	3.44	-----	746
Davison Expresway, Detroit, Michigan...	3.35	1,013	678
OCHO CANALES			
Outer Drive (60 km.p.h.) Chicago, Illi- nois.....	3.69	2,155	1,958
Curb lane (51 km.p.h.).....	3.69	-----	1,519
Scond lane (56 km.p.h.).....	3.75	-----	2,155
Trid lane (64 km.p.h.).....	3.81	2,174	2,081
Fourth lane (64 km.p.h.).....	3.57	-----	2,077
Six lanes one-way.....	3.43	-----	1,640
Figueroa Freeway, Los Angeles, Calif. ..	3.05	-----	1,463

* El volumen máximo de este canal se obtiene cuando el promedio para todos los canales es de 1,881 v.p.h.

mente concurridas de los E. E. U. U.; también se intenta con ello, mostrar la amplia variación que existe entre las capacidades de vías, que siendo muy parecidas de tipo, difieren en cuanto a características físicas y de tránsito. Las razones a las cuales se deben estas amplias diferencias de capacidades se harán más evidentes a medida que se desarrolle el tema en los capítulos siguientes.

PARTE III. -

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE CAPACIDAD DE VIAS.

INTRODUCCION. El tema de la capacidad de calles y carreteras no se comprende bien sin un conocimiento de los diversos factores que separadamente o en combinación, afectan al movimiento de los vehículos. Los principios de física, dinámica e hidráulica, así como las leyes que rigen varias ciencias, han sido aplicados al movimiento del tránsito con éxito variado. A pesar de que los principios de algunas de estas leyes se pueden aplicar a las corrientes del tránsito, un conocimiento profundo del movimiento del mismo ha hecho necesario el desarrollo de nuevos principios.

Pocos conductores, si es que hay algunos, manejan sus vehículos de manera idéntica o reaccionan del mismo modo bajo condiciones similares. Es imposible, por lo tanto predecir el efecto de las diversas condiciones de vía y tránsito sobre un conductor individual. Se ha determinado, a pesar de esto, que el efecto combinado sobre el tránsito en general puede predecirse con bastante exactitud. Este capítulo está dedicado a unos cuantos principios que se aplican a las corrientes de tránsito y que se relacionan con la capacidad de la vía.

SEPARACION DE VEHICULOS A DIVERSAS VELOCIDADES.

Las distancias entre vehículos que marchan a una velocidad dada, varían según los diferentes conductores. En efecto, un mismo conductor en vías congestionadas conservará distancias diferentes que dependerán de las condiciones de la vía y de su habili-

Separación en metros. (centro a centro)

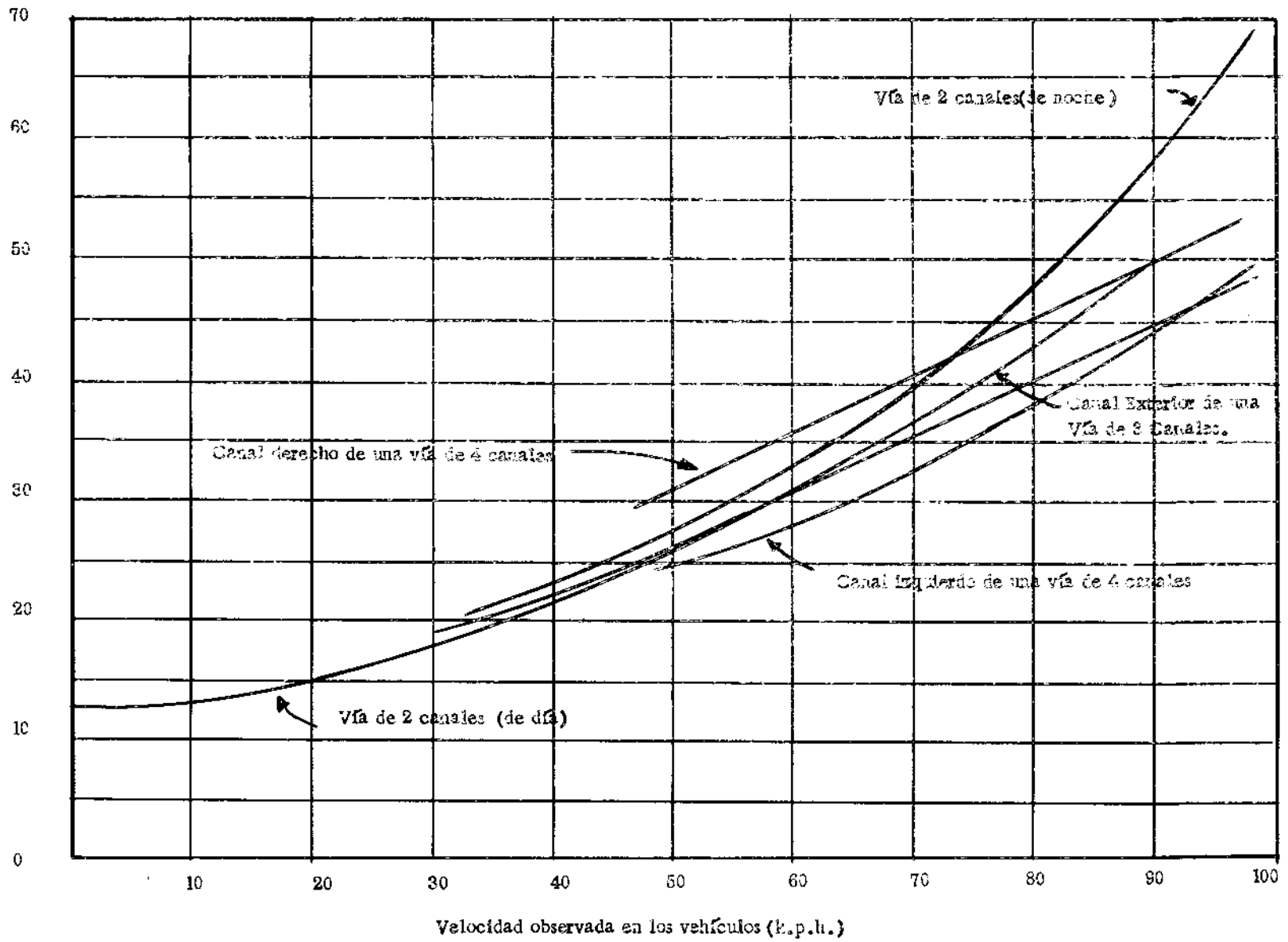


FIGURA N° 2.- Separaciones mínimas conservadas por el conductor promedio cuando siguen a otro vehículo, a varias velocidades.

dad para acoplarse a la velocidad del vehículo que le precede. La figura 2 indica, para ciertas condiciones, la mínima separación que mantiene el conductor promedio en diferentes velocidades. Para otras condiciones podrían presentarse curvas similares de acuerdo a las observaciones que se efectúen. Las curvas de la figura 2, sin embargo, son suficientes, para mostrar que el conductor promedio aumenta la separación entre vehículos a medida que su velocidad se acrecienta y que dicha separación también es influenciada por las características de la vía.

RELACION ENTRE VELOCIDAD Y CAPACIDAD BASICA DE LA VIA.

Utilizando los datos mostrados en la figura 2, es posible determinar el número máximo de vehículos de pasajeros, u no detrás de otro, que pueden pasar por un punto determinado en una hora y a una velocidad dada, si esta velocidad es mantenida por todos los vehículos. Estos resultados se encuentran tabulados en la figura 3. Estas curvas tienen numerosas aplicaciones prácticas si son usadas correctamente. Bajo condiciones óptimas de operación, es posible obtener los volúmenes de tránsito indicados para carreteras de dos canales en uno solo de ellos, pero solamente bajo la condición de que no haya tránsito en sentido contrario en el otro canal. En una carretera de dos canales donde el tránsito se mueve en ambas direcciones, el volumen combinado de los dos canales puede igualar los valores indicados en la figura 3. En efecto, el vo

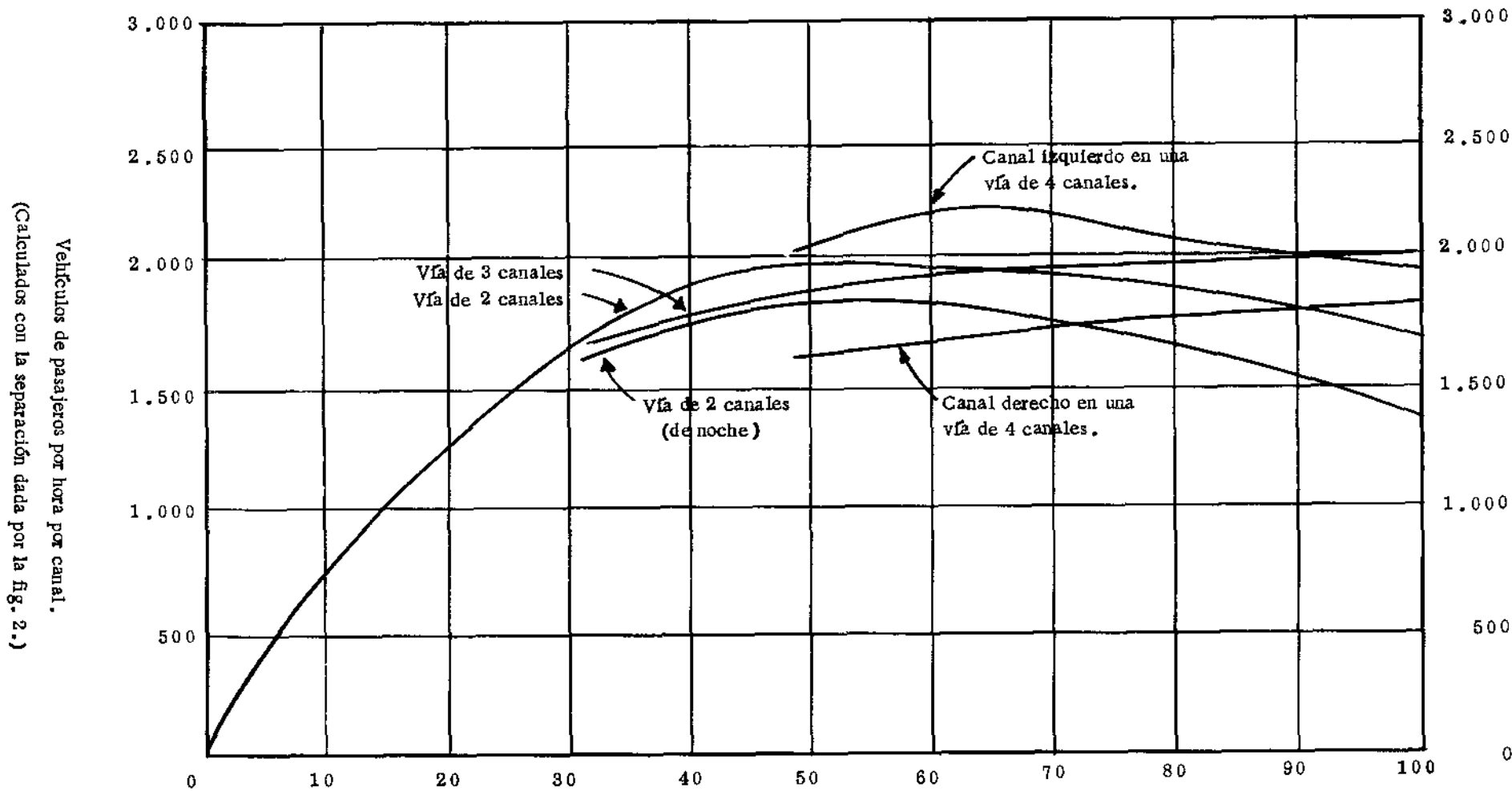


FIGURA N° 3.- Capacidad máxima de un canal de tránsito, basada en la separación promedio entre un par de vehículos que viajan a la misma velocidad.

lumen del tránsito total sobre una sección de dos canales, en una carretera de doble vía que exceda de varios cientos de metros de longitud, no puede pasar de 2.000 v.p.h., no obstante la distribución del tránsito por direcciones. De la misma manera, los volúmenes de tránsito indicados para carreteras de tres canales pueden ser obtenidos solamente en dos de los tres canales. En el caso de carreteras de cuatro canales, sin embargo, es posible obtener los volúmenes como se indica en la figura 3 en cada uno de los canales de tránsito durante el mismo período de tiempo.

En la práctica, la relación entre la velocidad promedio y el volumen de tránsito es realmente como lo indica la figura 3. Los volúmenes más altos por canal ocurren en carreteras donde los vehículos circulan a una velocidad entre 45 y 60 k.p.h. en el momento en que las carreteras estén rindiendo su máxima capacidad posible. Por ejemplo, una carretera de dos canales a su mayor capacidad posible y con los vehículos circulando a 25 k.p.h. no podrá utilizar más de la mitad de esta capacidad de tránsito cuando ocurran condiciones anormales que obliguen a los conductores a reducir sus velocidades hasta 15 k.p.h. Cualquier tránsito variable o cualquier condición de la vía que impida a los vehículos moverse con seguridad a una velocidad de 45 k.p.h., reduce la capacidad. Una densidad de tránsito que exceda de la densidad crítica es una de estas condiciones.

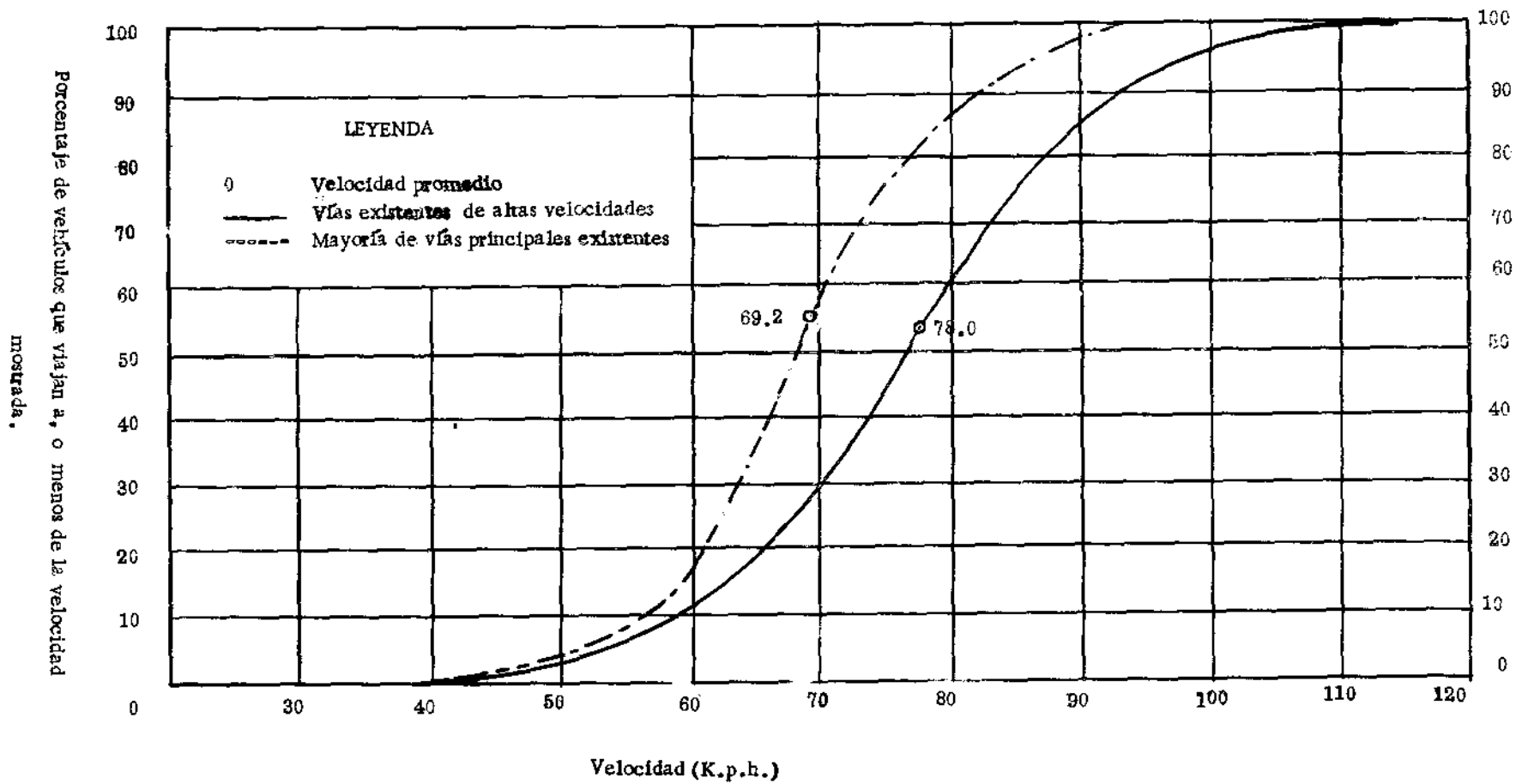


FIGURA N° 4.- Frecuencia de la distribución de las velocidades de los vehículos a nivel, en secciones tangentes de carreteras de dos canales.

VELOCIDADES OPCIONALES DE LOS CONDUCTORES.

Los conductores son influe-
ciados en la selección de velo

tidades de su vehículo por un gran número de factores variables, ta
les como la condición de la superficie, la densidad del tránsito, la
distancia de viaje, la condición de sus vehículos y sus idiosincra--
sias. Cuando las condiciones de tránsito y carretera son tales que
los conductores pueden viajar a la velocidad que desean, siempre
hay una amplia variación en las velocidades a que los diversos in-
dividuos conducen sus vehículos. Este hecho queda ilustrado por
las curvas típicas de distribución de velocidad que se muestran en
la fig. 4.

Las velocidades promedio, mayores que la indicada en la
figura 4 han sido recopiladas particularmente en carreteras rura-
les de varios canales del OESTE y MEDIO OESTE, de los Estados
Unidos de Norteamérica, reportándose en cierto caso una veloci-
dad promedio de 90 k.p.h. para vehículos de pasajeros. Pero es
muy raro que la velocidad promedio exceda de 80 k.p.h. aún duran-
te densidades de tránsito muy bajas. Sin prejuicio de lo que la ve-
locidad promedio puede ser, la estructura general de la curva de
distribución de velocidad para vehículos que se mueven libremen-
te será más o menos la misma que la de las curvas indicadas en la
figura 4. De acuerdo con esta información, es evidente que rela-
tivamente pocos conductores de vehículos de pasajeros desean via-

jar a velocidades que igualen o se acerquen a las velocidades potenciales de sus vehículos aún en las condiciones de carretera y tránsito más favorables.

EFECTO DEL VOLUMEN
DE TRANSITO SOBRE LA
VELOCIDAD.

Antes de conocer el equipo necesario para medir con exactitud la relación entre la velocidad y el volumen de tránsito, se asumía corrientemente que al tener cierto volumen de tránsito por debajo de la capaacidad posible de la vía, un ligero aumento en él ocasionaría una marcada reducción en la velocidad promedio de los vehículos. De haber sido correcta esta conjetura, habría proporcionado un criterio ideal para determinar capacidades prácticas. Sinembargo, investigaciones llevadas a cabo en amplia escala, han demostrado definitivamente que hay una relación absolutamente directa entre el volumen del tránsito y la velocidad promedio cuando otras condiciones son idénticas y la densidad crítica del tránsito no es excedida. La figura 5 muestra esta relación para dos condiciones rurales típicas. La misma relación entre velocidad promedio y volumen de tránsito es aplicable a rutas que al atravesar ciudades incluyen calles con señales de tránsito, siempre que las densidades no excedan de aquellas que ocurren cuando las calles están rindiendo su capacidad posible y siempre que otros factores influyentes sean constantes.

Cuando la velocidad promedio es reducida como consecuencia

cia de un aumento en el volumen del tránsito, la distribución de la velocidad cambia de la manera indicada en la figura 6, la cual muestra condiciones observadas en una carretera típica de tránsito rápido. Este conjunto de curvas indica que cuando la distribución de velocidad y la velocidad promedio son conocidas en lo que se refiere a un volumen de tránsito determinado en una ruta dada, es posible predecir con alto grado de exactitud la distribución de la velocidad para otras velocidades promedio.

**DIFERENCIA DE VELOCIDAD EN
CRITERIO DE CAPACIDAD POSIBLE.**

La diferencia entre las velocidades de vehículos individuales, en un punto donde la corriente de tránsito no se vea interrumpida por señales, disminuye con un aumento en el volumen del mismo como se indica en la figura 6. Con poco tránsito en la carretera, los conductores viajan a la velocidad que desean. A medida que el volumen de tránsito aumenta, los conductores individuales se ven afectados más y más por el resto del tránsito. Obviamente, los conductores que viajan a velocidades altas se ven afectados en grado mayor que los que viajan a velocidades bajas. Cuando el volumen del tránsito llegue a ser lo suficientemente grande para impedir que los conductores que viajen a altas velocidades pasen a los conductores que viajen despacio, todo el tránsito se verá obligado a moverse a la misma velocidad aproximadamente, y la diferencia promedio de velocidad entre los vehículos que se suceden se acercará o

llegará a cero. Cuando esto ocurre, el volumen de tránsito ha llegado a la capacidad posible de la vía en referencia bajo las condiciones imperantes y el número de vehículos, por extensión de unidad de carretera, será entonces igual a la densidad crítica de la misma. Si la densidad de tránsito continúa aumentando, habrá una marcada reducción de la velocidad que traerá como resultado que el volumen de tránsito, el cual es producto de la densidad y la velocidad, se verá reducido por debajo de la capacidad posible de la carretera.

Estudios intensivos han demostrado que en vías donde los conductores no son influenciados por límites de velocidad, la diferencia entre vehículos sucesivos disminuye linealmente con un aumento del volumen del tránsito hasta que dicho volumen llega a ser igual a la capacidad posible de la vía en su densidad crítica. Este descubrimiento ha hecho posible determinar el efecto de diversas características de carreteras y condiciones de tránsito sobre las capacidades posibles de diferentes tipos de carreteras. También es posible predecir, con alto grado de exactitud, la capacidad de determinada vía de comunicación sin esperar a que esta vía se congestione. Esto se obtiene trazando la diferencia promedio de velocidad durante una densidad de tránsito muy baja y durante una densidad de tránsito un poco más alta en un gráfico, utilizando el volumen de tránsito y la diferencia media de velocidad entre vehículos

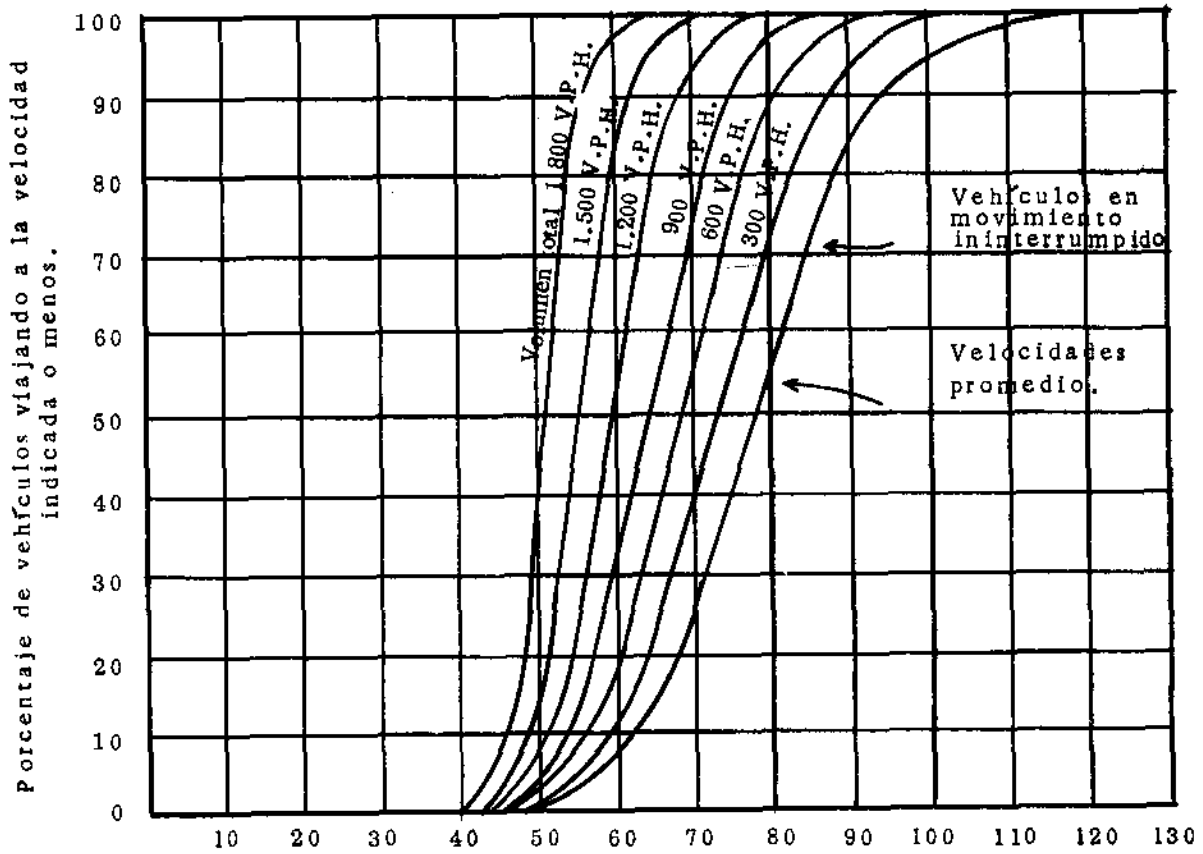


Figura N° 6.- Distribución típica de la velocidad para varios volúmenes de tránsito para secciones de dos canales, a nivel y rectas, en carreteras de alta velocidad.

sucesivos como escalas coordinadas. Una línea recta que atraviese estos puntos y se extienda hasta el punto donde la diferencia de velocidad es cero, indicará el volumen de tránsito que representa la capacidad posible.

Al calcular la diferencia media de velocidad entre vehículos sucesivos, se separa, primero las velocidades de vehículos individuales por dirección de viaje y, luego, se organizan en el mismo orden en que los vehículos hayan atravesado un punto determinado de la carretera, sin tomar en cuenta el número de canales por cada dirección de viaje. La diferencia de velocidad se calcula entonces por parejas de vehículos, utilizando cada vehículo, primero como vehículo siguiente y luego como vehículo precedente. Las diferencias se promedian entonces aritméticamente, pasando por alto los signos algebraicos.

Para carreteras de doble vía, de dos o tres canales, las medidas para las dos direcciones se promedian compensando de acuerdo con el número de vehículos en cada dirección de viaje. Para carreteras de canales múltiples, la diferencia media de velocidad en una dirección de viaje nunca se combina con el valor correspondiente de la otra dirección, debido a que la cifra resultante podría no tener significado alguno.

RELACION ENTRE VELOCIDAD
Y VOLUMEN DE TRANSITO.

La causa del "embotellamiento" del tránsito o la súbita cir-

cunstancia de una congestión completa en una vía puede explicarse empleando la diferencia promedio de velocidad en combinación con la relación entre velocidad y volumen como se indica en las figuras 3 y 5. El cambio en la velocidad promedio y el cambio en la diferencia media de velocidad entre vehículos sucesivos debido a un aumento del volumen de tránsito en una carretera típica dividida en cuatro canales sin límite de velocidad, se indican en las líneas gruesas de la figura 7. La curva 1 indica que la diferencia promedio de velocidad entre vehículos sucesivos disminuye linealmente con un aumento del volumen del tránsito hasta que, a un volumen total de 3,900 v.p.h. en una dirección (la capacidad posible de los dos canales) todos los vehículos se mueven a la misma velocidad.

La curva 2 indica que la velocidad promedio también disminuye de 78 km. a 51 km. p.h. mientras el volumen de tránsito aumenta hasta 3,900 v.p.h. En carreteras similares donde la velocidad impuesta como límite es de 80 km. p.h., las velocidades promedio y la diferencia media entre las velocidades de vehículos sucesivos para los volúmenes de tránsito bajo, sería como se indica en las curvas 3 y 4. Quiere decir, para volúmenes menores de 1,750 v.p.h., el límite de velocidad tendría mayor efecto sobre las velocidades que lo que tendrían las densidades de tránsito.

POSIBLES LIMITES DE VELOCIDADES PARA CADA VOLUMEN.

La curva 5 se basa en los

volúmenes combinados de las dos curvas indicadas en la figura 3 para carreteras de cuatro canales. Representa la menor velocidad de tránsito posible si los dos canales van a absorber los diversos volúmenes de tránsito total. Por ejemplo, con un volumen total de 2.000 v.p.h. en una dirección, la velocidad de tránsito promedio podría ser cualquiera cifra entre 15 y 60 k.p.h. Con un promedio de 60 k.p.h., habría una amplia distribución de velocidades, mientras que si el promedio fuera de 15 k.p.h., todos los vehículos se moverían a la misma velocidad aproximadamente. Si alguna condición ocasiona que el tránsito reduzca la velocidad a menos de 15 k.p.h., la capacidad de tránsito de la carretera se reduciría a menos de 2.000 v.p.h. y el tránsito se congestionaría seriamente de inmediato. La intersección de la curva 5 con la curva 2 en el punto B representa la máxima capacidad posible de la carretera bajo las condiciones imperantes y es el máximo volumen que puede ocurrir con una diferencia cero de velocidad entre vehículos sucesivos. La distancia entre las curvas 2 y 5 es una medida directamente de la variación de velocidades promedio que puede ocurrir a diferentes volúmenes totales de tránsito. Las diversas distancias son, por lo tanto, una medida relativa del factor de seguridad presente para prevenir un estacionamiento completo del tránsito. Cualquier punto que represente la relación entre velocidad y volumen debe caer dentro del área comprendida entre estas dos curvas.

VOLUMEN DE TRANSITO POR
DEBAJO DE LA CAPACIDAD
POSIBLE CUANDO LA DENSI-
DAD CRITICA ES EXCEDIDA.

Para comprender por qué ocu-
rre tan frecuentemente una con-
gestión completa cuando una ca-

retera está rindiendo toda o casi toda su capacidad posible, asúma
se que el tránsito en la carretera que representa la figura 7 ha au-
mentado gradualmente hasta un volumen de 3.900 v.p.h. a una velo
cidad promedio de 50 k.p.h. Asúmase también que este volumen de
tránsito se está acercando a un punto de la carretera donde los con-
ductores repentinamente reducen sus velocidades a 30 k.p.h. debi-
do a que existe una afluencia de vehículos desde una calle lateral. La
capacidad de la carretera en el punto donde las velocidades no lle-
gan a más de 30 k.p.h. no puede exceder de 3.250 v.p.h., como se
indica en la curva 5. Bajo esta condición, los vehículos inmediata-
mente comenzarán a acumularse en este punto de la carretera a ra-
zón de 650 v.p.h., ocasionando un repentino aumento en la densidad
del tránsito. Si dicho volumen de 3.900 v.p.h. y la condición restrin-
gida subsistiera por sólo unos cuantos segundos, algunos vehículos
se verían precisados a detenerse y el volumen de tránsito inmediata
mente bajaría a cero en este punto de la carretera, como lo indica
la curva 5. La cola de vehículos en este punto de estacionamiento se
guiría aumentando en extensión hasta que el volumen de tránsito que
se aproxima baje a no más de 3.250 v.p.h., y probablemente hasta
que hubiera bajado a 3.000 v.p.h. (se ha encontrado que el prome-

dio de tiempo que emplea cada vehículo detenido en la cola, para a
rrancar nuevamente cuando la vía está libre es de 2.4 segundos).

A pesar de que la causa de la restricción no dure más de unos
cuantos segundos o minutos, puede que los vehículos que se aproxi
man continúen deteniéndose durante un tiempo considerablemente
mayor. Estos vehículos formarían una cola que se extendería por
la carretera en dirección opuesta a la corriente de tránsito. Se
han observado colas de vehículos a varios kilómetros del escena -
rio de la restricción original, a pesar de que el tránsito se desen -
volvía aparentemente de manera normal entre la cola y el sitio don
de ella originalmente comenzó a formarse.

PARTE IV. - CAPACIDAD DE CARRETERAS.

INTRODUCCION. Un arreglo lógico al presentar el material disponible referente a capacidad, consistiría en indicar las máximas capacidades del tránsito que se puedan obtener en condiciones ideales y mostrar luego, por etapas sucesivas, como diversas condiciones del tránsito y de la vía afectarían a estos valores de la capacidad. Este es el procedimiento empleado en este capítulo. Se presentan capacidades básicas para los tres tipos generales de vías: dos, tres y múltiples canales. Luego se discuten las capacidades posibles y finalmente se delinea un procedimiento sugerido para llegar a las capacidades prácticas relativas a cualquier tipo de vía donde el movimiento del tránsito no es interrumpido por intersecciones o empalmes. Como fuente de información se dispone de las conclusiones derivadas de los estudios efectuados por infinidad de personas y organizaciones; en particular, de los estudios que sobre la dinámica del movimiento en las vías, llevó a cabo el Bureau of Public Roads en cooperación con los diversos departamentos de vías del Estado diseminados en todo el país. Los datos obtenidos y analizados por el Bureau of Public Roads sólo incluyen información detallada, tal como velocidad de vehículos individuales y separación entre ellos en condiciones reales de operación en más de 500 localidades aproximadamente. Durante los períodos de estudio en estos lugares, el tránsito aumentó desde densidades comparativamente bajas hasta las densidades máximas y

luego se reducía nuevamente hasta un nivel bajo. Usando equipo especial electromecánico, diseñado y construido con este propósito, se obtuvieron datos detallados para más de un millón de vehículos, durante los últimos diez años en las vías de tránsito más denso del país.

Los resultados de estos estudios han sido suplementados por investigaciones referentes al rendimiento de camiones, incluyendo su comportamiento en curvas verticales y distancias de frenado; estudios sobre las características de manejo de operadores de varias clases de vehículos de motor; estudios de operaciones de paso en vías de dos canales, en los cuales se obtuvo información detallada para cerca de 20.000 maniobras y estudios del efecto sobre la observancia del tránsito de varios tipos de señales o marcas en el pavimento y otras disposiciones de control. Estos estudios se añadieron a los estudios periódicos de velocidad hechos por los departamentos de vías del Estado, que incluyeron observaciones de velocidad en dos millones de vehículos en 787 localidades desde 1.939 y los conteos de tránsito horario, efectuados manualmente y por contadores eléctricos, con el propósito de obtener volúmenes anuales y máximos en todas las vías principales de los EE. UU.

CAPACIDADES BASICAS. La corriente ininterrumpida de tránsito, generalmente puede ocurrir en vías libres urbanas y en vías rurales apartadas de la influencia de intersecciones a nivel. Sin embargo,

aún en estas vías, ciertas condiciones de la misma y del tránsito, pueden ocasionar interrupciones en la corriente normal del tránsito. A pesar de esto, en un estudio de capacidad de vías, es esencial conocer la capacidad de la misma para condiciones de corriente ininterrumpida, de modo de llegar a deducciones apropiadas para condiciones que ocasionen interrupción del flujo de tránsito.

VIAS DE CANALES MULTIPLES. El mayor número de vehículos que puede pasar por un sitio determinado, uno detrás del otro en un sólo canal de tránsito, bajo las más óptimas condiciones que es posible obtener, varía entre 2.000 y 2.200 vehículos de pasajeros. Hasta donde se conoce, los volúmenes de tránsito por canal y por hora, dentro de este margen se han recopilado en no más de dos sitios. En varios otros, se han obtenido volúmenes ligeramente mayores de 2.000 vehículos por hora y por canal, pero todas las cifras de capacidades de canal que exceden de 2.300 v.p.h. se ha comprobado que son incorrectas.

Volúmenes de tránsito de alrededor de 2.000 vehículos por hora y por canal, pueden ocurrir solamente si existen las siguientes cinco condiciones:

- 1.- Que se disponga por lo menos de dos canales para el uso exclusivo del tránsito que se mueve en una dirección.
- 2.- Que todos los vehículos se muevan a la misma velo-

cidad aproximadamente y cada conductor quede restringido a la velocidad del vehículo que lleva al frente. Esta velocidad, que se rige por la velocidad de los conductores más lentos, debe estar entre 50 y 65 k.p.h.

- 3.- Que prácticamente no haya vehículos comerciales.
- 4.- Que el ancho de los canales de tránsito, hombrillos y espacios libres de obstrucciones verticales más allá del borde de los canales de tránsito, deben ser adecuados.
- 5.- Que no haya limitaciones a la visibilidad, pendientes, curvas impropriadamente peraltadas, intersecciones o interferencias por parte de los peatones.

Ya que estas condiciones pueden satisfacerse en una vía de canales múltiples, el número máximo de vehículos de pasajeros que pueden pasar por un punto dado durante una hora bajo las condiciones de vía y tránsito más óptimas que pueden obtenerse, o en otras palabras, la capacidad básica de una vía de canales múltiples es de 2.000 vehículos de pasajeros por canal y por hora.

Con bastante frecuencia se asume que la capacidad de vías de canales múltiples disminuye a medida que aumenta el número de canales. Esto no es necesariamente cierto.

La vía "Outer Drive" en Chicago, con sus ocho canales es

un ejemplo de una de las vías más eficientes. Ha dado cabida a un promedio de 1.958 vehículos por canal y por hora en una dirección, durante varias ocasiones en que se hicieron conteos manuales. La condición de accesos adecuados y facilidades de salida para que se pueda utilizar la capacidad total de todos los canales de tránsito, se torna crecientemente dificultosa a medida que aumenta el número total de canales.

VÍAS DE TRES CANALES. En vías de dos y tres canales, no hay dos canales exclusivos para el tránsito que se mueve en una dirección. El carácter de operación en estas vías es por lo tanto completamente diferente al de las vías de canales múltiples, ya que los vehículos en el momento de pasar se ven obligados a utilizar el canal de tránsito previsto para el tránsito que viaja en dirección contraria. Por lo tanto, las capacidades básicas de vías de dos y tres canales son mucho más bajas que las de vías de canales múltiples.

Cuando el tránsito en una vía de tres canales se divide parejamente por direcciones, si no hay limitaciones a la visibilidad y otras condiciones son óptimas, los vehículos pueden llenar por completo los canales exteriores, utilizando el canal central para pasar, llenando así las largas brechas que ocurrirían de otra manera por delante de los vehículos que viajan lentamente. De la misma manera, cuando hay poco o ningún tránsito en una dirección, un canal exterior y el canal central pueden ser ocupados por los vehículos

que viajan en la otra dirección, de tal manera que las características de la corriente pueden tornarse similares a aquellas que ocurren en una dirección en una vía de cuatro canales. La capacidad básica de una vía de tres canales y dos direcciones es por lo tanto de 4.000 vehículos de pasajeros por hora o un promedio de 1.333 vehículos de pasajeros por canal y por hora. La capacidad básica para una dirección queda limitada a 2.000 vehículos de pasajeros por hora en cualquier sección o tramo de la vía que tenga siquiera una limitación a la visibilidad.

Amplios estudios han demostrado que no hay bases para la creencia general de que la operación más eficiente en una vía de tres canales pueda realizarse con aproximadamente las 2/3 partes del tránsito en una dirección. Los hechos demuestran que los altos volúmenes de tránsito pueden ser absorbidos con mayor eficiencia, cuando el tránsito se divide parejamente por direcciones, especialmente cuando hay limitaciones a la visibilidad de paso. Hasta la fecha el Comité no le ha sido posible localizar un conteo que se aproxime a los 4.000 v.p.h. en una vía de tres canales y esto probablemente se deba a que hay suficientes limitaciones a la visibilidad en las vías de tres canales existentes que impiden alcanzar sus capacidades básicas. Sin embargo se ha llegado a un conteo total de 3.064 vehículos por hora en una vía de tres canales de New Jersey.

VÍAS DE DOS CANALES. En una vía de dos canales y doble vía, los vehículos al adelantarse y pasar a otros que viajan en la misma dirección, se ven obligados a utilizar el canal normalmente usado por el tránsito en contra. Si en una dirección viajan muy pocos vehículos o ninguno y si no hay limitaciones a la visibilidad, el tránsito en la otra dirección puede mantener completamente ocupado un canal, porque las brechas que se abren delante de los vehículos que se mueven lentamente pueden llenarse casi inmediatamente con vehículos que pasan a otros. Sin embargo cada vez que aparece un vehículo que se mueve en dirección de la corriente menor, todos los vehículos en dirección del movimiento denso tienen que concentrarse en un solo canal de tránsito. Como por otra parte, la capacidad de un canal de tránsito está limitada a 2.000 vehículos de pasajeros por hora aproximadamente, la capacidad básica de una vía de dos canales en estas condiciones sería de 2.000 vehículos de pasajeros por hora.

Con el tránsito igualmente dividido por direcciones, las oportunidades de adelantar y pasar a otros vehículos a velocidad lenta quedan suficientemente restringidas por el tránsito en contra como para limitar la corriente en cada dirección a 1.000 vehículos de pasajeros por hora. Con este volumen de tránsito, se originan espacios delante de los vehículos a velocidad lenta, los cuales no pueden ser ocupados por otros vehículos que efectúen la

operación de paso. En efecto, el tránsito en ambas direcciones tiende a formar colas que continúan aumentando en extensión hasta que los espacios entre ellas se hacen lo suficientemente largos como para permitir maniobras de paso. Tan pronto como se hayan efectuado unas cuantas operaciones, los espacios entre las colas son parcialmente ocupados y ya no tienen la suficiente extensión como para permitir operaciones de paso e inmediatamente las colas vuelven a empezar a formarse.

Este efecto de acordeón, con todos excepto un número muy limitado de vehículos moviéndose a la velocidad del vehículo que lo precede, ocurre con el mismo volumen de tránsito sin tomar en cuenta la distribución por direcciones. La capacidad básica de una vía de dos canales y doble vía, llega por lo tanto a un total de 2.000 vehículos de pasajeros por hora sin tomar en cuenta la distribución por direcciones.

Se ha observado en vías de dos canales y dos direcciones, volúmenes totales de tránsito que se acercan a 2.000 vehículos por hora en períodos en que la mayor parte del tránsito se movía en una sola dirección y también en períodos en los cuales el tránsito estaba dividido igualmente por direcciones. Solamente en tres casos se ha constatado que vías de dos canales y dos direcciones han absorbido un poco más de 2.000 vehículos por hora. Esto sucedió en túneles donde los tramos de vías de dos canales, eran

reducciones del número de canales entre vías de mayor capacidad.

CAPACIDADES POSIBLES. Cuando las condiciones de la vía y del tránsito son óptimas, la capacidad posible de una vía de corriente i ninterrumpida corresponde a su capacidad básica. Ya que las condi ciones de la vía y del tránsito rara vez son óptimas, la capacidad posible de una vía o el número máximo de vehículos que pueden pa- sar por un punto dado en un canal o vía por hora, en las condi ciones de vía y de tránsito predominantes es generalmente más bajo que su capacidad básica.

En la práctica la única aplicación que tiene la capaci- dad básica de una vía, es constituir una base para que pueda esti- marse o calcularse su capacidad posible, deduciendo el efecto de las condiciones predominantes que no sean óptimas, ya que la capa cidad posible es una cantidad positiva que tiene aplicación directa a muchos problemas con los cuales se enfrenta el ingeniero.

En la discusión de capacidades prácticas, se ha reco pilado un cierto número de los factores más importantes que tie- nen influencia sobre las capacidades del tránsito cuando la corrien te es ininterrumpida. El efecto que tienen estos factores sobre la capacidad debe ser substraído de las capacidades básicas para ob- tener las capacidades posibles en las condi ciones predominantes.

CAPACIDADES PRACTICAS. Cuando una vía está rindiendo su ca pacidad posible, todos los vehículos deben estar moviéndose aproxi

madamente a la misma velocidad, quedando cada conductor obligado a viajar a la velocidad del vehículo que lo precede, la cual es generalmente la velocidad del grupo de conductores más lentos. Bajo estas condiciones la mayoría de los conductores considera que la vía está extremadamente congestionada, porque la mayoría de ellos quieren viajar más rápido que el grupo más lento y desean cierta libertad en la selección de sus velocidades. La velocidad promedio en una vía que está rindiendo toda o casi toda su capacidad posible, es más baja que la velocidad considerada razonablemente por la mayoría de los conductores.

CRITERIO DE CAPACIDADES PRÁCTICAS BAJO CONDICIONES IDEALES

La capacidad práctica de una vía con corriente de tránsito ininterrumpida, se obtiene cuando un volumen de tránsito mayor, hace que los conductores sean restringidos en forma no razonable. "En forma no razonable" es sólo un término, que varía para diferentes localidades. En áreas urbanas, por ejemplo, un conductor está dispuesto a aceptar la regulación de su velocidad por otro tránsito, en mayor escala que en áreas rurales, mientras pueda continuar moviéndose a la velocidad que él considere razonable bajo las circunstancias. Además, la restricción relativa y el tiempo promedio del viaje, aumentarán uniformemente a medida que el volumen de tránsito en una vía, aumente de volúmenes bajos a la capacidad posible de la misma. No es posible encontrar como cau-

sa de un aumento marcado de congestión y disminución de velocidad, un incremento adicional a un volumen de tránsito cuyo valor esté por debajo de la capacidad máxima de la vía. Esto ha sido ilustrado en las figuras 5 y 7. Es necesario por consiguiente, aplicar otros criterios que se han desarrollado para medir la congestión en la selección de capacidades prácticas para diversas condiciones.

SEPARACION ENTRE VEHICULOS. El índice más sensible de congestión de tránsito en vías de dos canales se muestra en la figura 8. (Curva B). Esta figura indica que a medida que la distan-

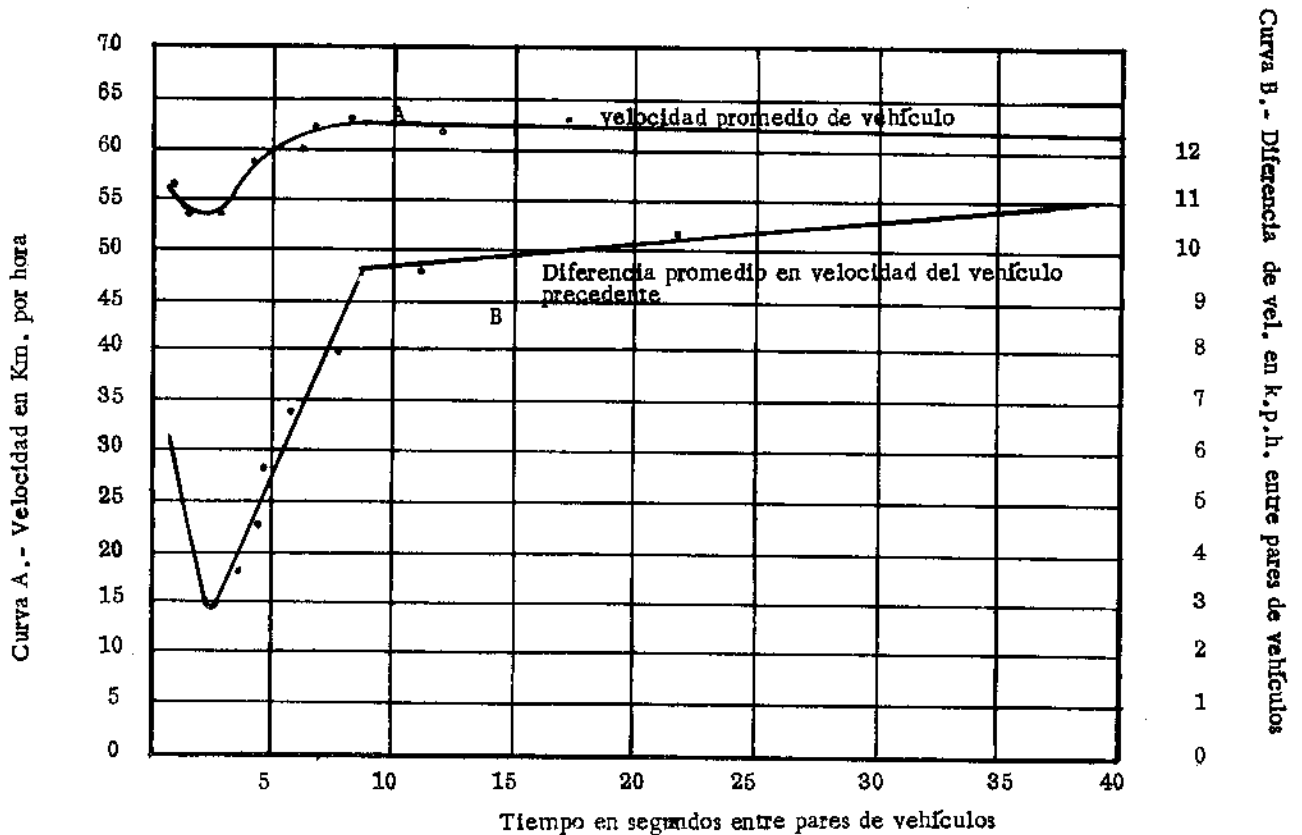
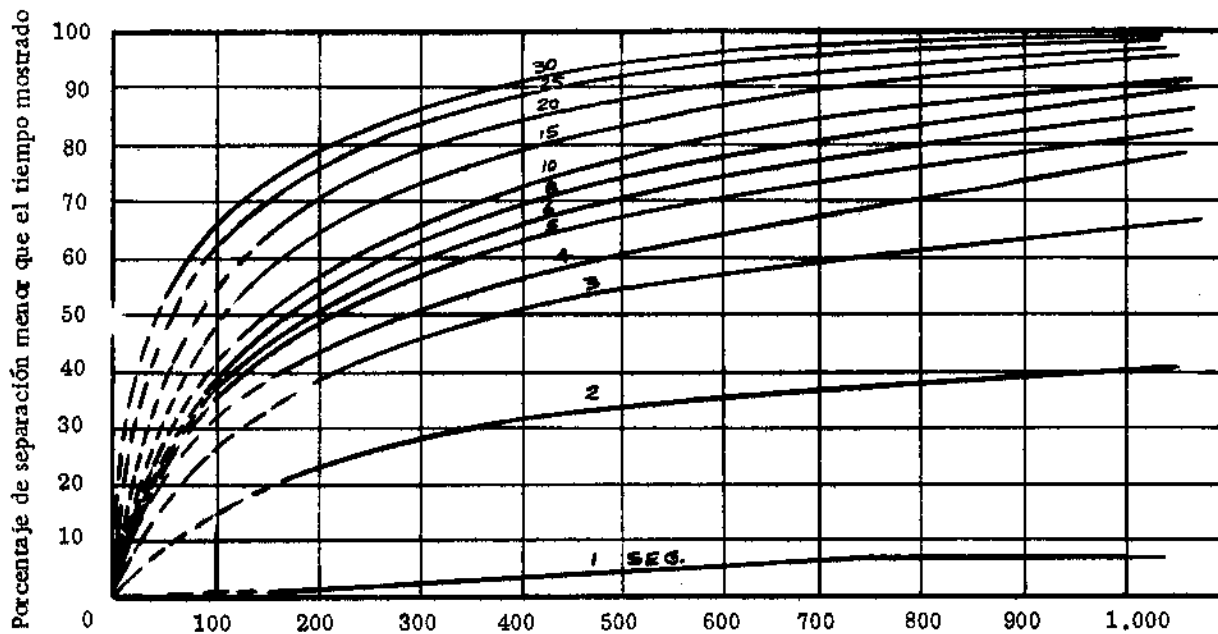


FIGURA N° 8.- Velocidades características de los vehículos que viajan a una separación en tiempo dada detrás del vehículo precedente

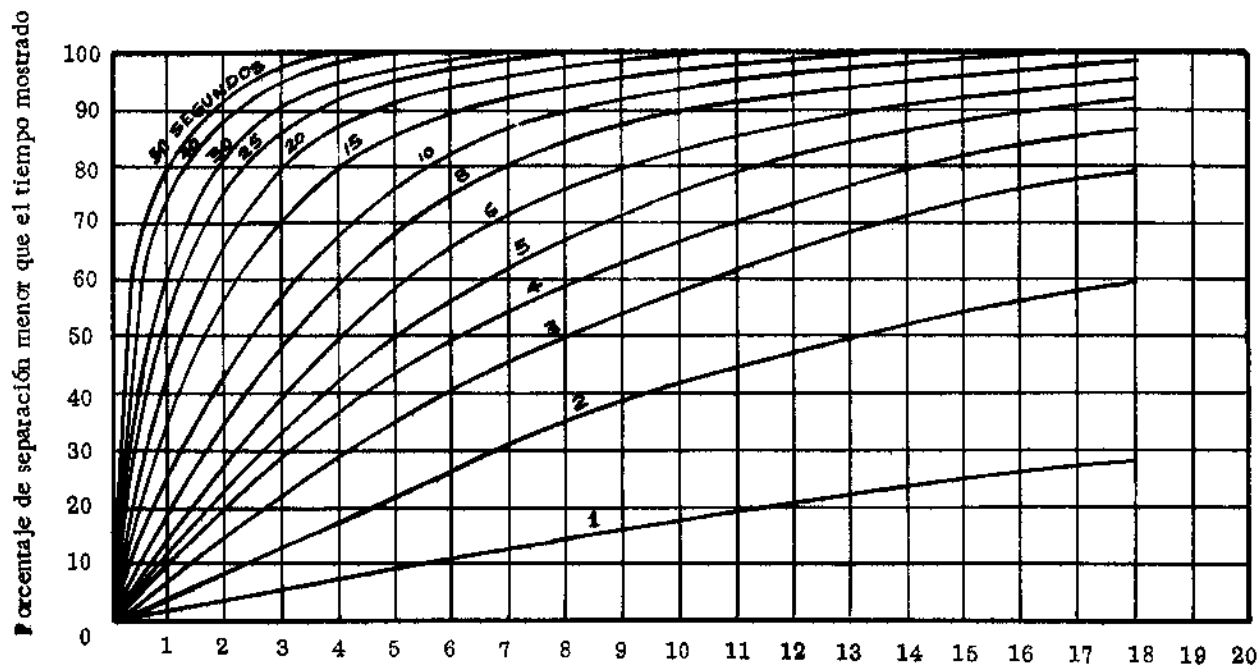
cia entre vehículos disminuye hay poco cambio en la diferencia de velocidad entre vehículos sucesivos hasta que la separación en tiempo se reduce a 9 segundos. Por debajo de esa separación, la velocidad del vehículo siguiente se aproxima a la del que lo antecede muy rápidamente, indicando que con una separación de 9 segundos, los conductores son afectados por la presencia del vehículo precedente y que mientras más corto son los intervalos mayores son sus efectos.

Si todos los vehículos en una vía mantuvieran la misma separación entre sí, la determinación del punto de congestión incipiente sería muy simple; pero es bien sabido que los vehículos no se mueven con intervalos uniformes de separación, sino que tienden a formar grupos. Estudios realizados en muchas partes del país indican que esta tendencia a formar grupos es extremadamente uniforme, independientemente del volumen de tránsito. Las figuras 9 y 10, son ejemplos típicos de distribución de separaciones entre vehículos en condiciones en que la corriente de tránsito es ininterrumpida.

En casi todas las condiciones de velocidad y volumen de tránsito, aproximadamente las dos terceras partes de los vehículos mantendrán una separación igual o menor que la distancia promedio entre ellos. Utilizando la figura 9 (curva de separación entre vehículos en vías de dos canales) se encontrará por ejemplo,



Volumen de tránsito en una dirección - Vehículos por hora
 FIGURA N° 9.- Distribución de la frecuencia de separación en tiempo entre vehículos sucesivos en una vía típica de dos canales y a diferentes volúmenes de tránsito.



Volumen de tránsito horario en una dirección - Cientos de vehículos.
 FIGURA 10.- Distribución de la frecuencia de separación en tiempo entre vehículos sucesivos viajando en la misma dirección en una vía rural típica de cuatro canales a diferentes volúmenes de tránsito.

que con un volumen de 180 v.p.h. en una dirección (representando una separación promedio de 20 seg.) más o menos 120 vehículos se moverán a 20 seg. o menos detrás del vehículo que marcha adelante y de éstos, más o menos 90, o sea, el 25% del total mantendrán una separación en tiempo de 9 seg. o menos y por lo tanto se verán afectados hasta cierto punto por el vehículo que los precede. A medida que el volumen de tránsito aumenta, el número así espaciado aumenta también. Con 200 v.p.h. en una dirección, el 55% del tránsito experimentará algún efecto de congestión; con 300 v.p.h. la cifra pasa a 65%; con 400 llega a 72% y así sucesivamente hasta que más del 90% de los vehículos se ven afectados cuando el volumen de tránsito llega a 1.000 v.p.h. en cada dirección. Considerando que una vía está congestionada cuando el 72% de los conductores tienen que regir su velocidad por la de otros vehículos, la capacidad práctica de una vía de dos canales es de 800 v.p.h.

OPORTUNIDADES DE PASAR OTROS VEHICULOS.

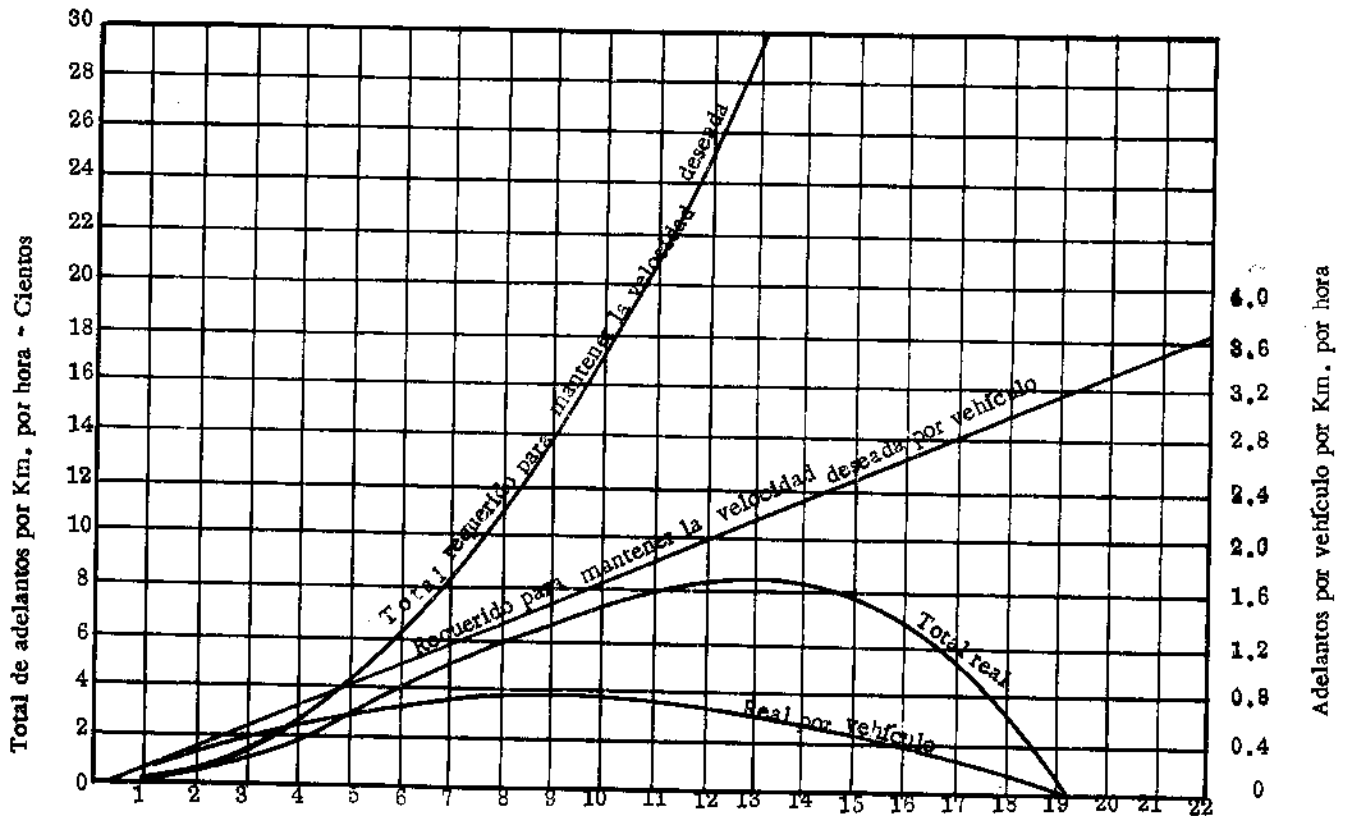
Se tiene otro índice de congestión cuando se le presentan oportunidades a los vehículos de adelantar y pasar a otros que se mueven en la misma dirección. Si no influye el alineamiento de la vía, el hecho de pasar en una vía de dos canales está limitado solamente por el tiempo que está ocupado el canal que el tránsito en contra utiliza normalmente. La relación del número de operaciones de paso por Km. de vía, requerido por los conductores para man

tener la velocidad que deseen, al número de operaciones que en realidad pueden ejecutarse, es una medida de la congestión del tránsito. La figura 11 compara el número de operaciones de paso deseadas, con el número real que puede ser ejecutado bajo condiciones típicas en una vía de dos canales con alineamiento recto.

El número total de operaciones de paso que precisan ejecutar los conductores para mantener la velocidad que desean, aumenta con el cuadrado del volumen del tránsito. Sin embargo, en la realidad el número total de operaciones de paso que se ejecutan, aumenta con el volumen total del tránsito hasta 1.300 v.p.h. y luego disminuye rápidamente. Para mantener la velocidad que desee, el número de operaciones de paso que cada conductor se propondría ejecutar, aumenta directamente con el volumen del tránsito, pero en realidad el número de operaciones de paso ejecutadas por el conductor promedio, aumenta con la densidad hasta 800 v.p.h., se mantiene más o menos constante para valores entre 800 y 1.200 v.p.h. para luego disminuir con un aumento posterior en la densidad del tránsito. Es un criterio muy importante en la determinación de capacidades prácticas para vías de dos canales, el hecho de que el conductor promedio deberá aumentar el número de operaciones de paso que efectúa cuando el volumen de tránsito sobrepasa los 800 v.p.h. pero sin lograr ningún incremento material debido a la densidad de tránsito. (Un volumen de 800 v.p.h. con el porcentaje nor

mal de vehículos comerciales, es equivalente a 900 vehículos de pasajeros por hora).

VELOCIDADES DE OPERACION. El índice más significativo de congestión del tránsito para diferentes volúmenes de tránsito, en lo que concierne a los conductores es la velocidad total (excluyendo paradas) que un conductor promedio puede mantener cuando trata de viajar a la mayor velocidad dentro de un margen de seguridad. Esta velocidad se llama "velocidad de operación".



Volumen total del tránsito horario - Cientos de vehículos

FIGURA N° 11.- Comparación entre el número real de adelantos realizados y el número que se requeriría a diferentes volúmenes de tránsito, para que todos los vehículos puedan mantener su velocidad en una vía de dos canales con los 2/3 del total del tránsito en una dirección.

En una vía recta de dos canales un conductor puede viajar a una velocidad uniforme de 80 k.p.h. hasta que encuentra a un vehículo más lento. Entonces, o pasaría al vehículo más lento si no hubiera tránsito en contra o reduciría su velocidad hasta igualarla a la del vehículo que marcha adelante y esperaría hasta que se presentara la oportunidad de pasarlo. Para que un conductor pueda viajar a una velocidad uniforme de 80 k.p.h. en una vía moderna de dos canales con un total de 300 v.p.h., divididos igualmente en cada dirección, necesitaría pasar un promedio de 24 vehículos por hora. Con un volumen de 900 v.p.h. el promedio de vehículos a pasar sería de 130 por hora. En el primer caso, el 43% de

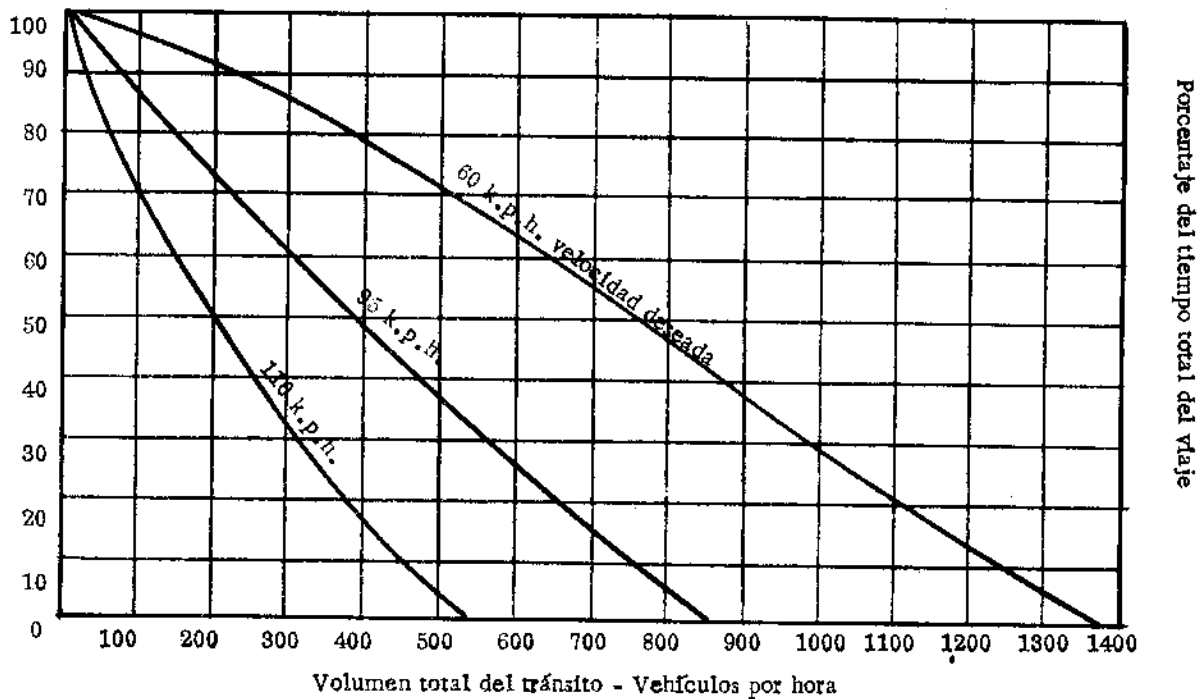


FIGURA N° 12.- Porcentaje de tiempo en el cual puede mantenerse la velocidad deseada, en una vía de dos canales a nivel y sin limitaciones.

los vehículos que pasara viajarían a velocidades de más de 60 k.p.h. mientras que en el segundo caso sólo el 23% de los vehículos viajarían a más de 60 k.p.h. En condiciones reales de operación en una vía de dos canales, el canal izquierdo no estará siempre libre de tránsito en contra en el momento en que el conductor pasa a un vehículo que viaja a una velocidad más baja, de modo que aún en vías libres de limitaciones a la visibilidad, algunas veces se vería forzado a reducir la velocidad y esperar una oportunidad de pasar. Esta demora ocasionaría una disminución en la velocidad promedio, lo cual a su vez reduciría el número de vehículos pasados en un período de tiempo dado.

La figura 12, muestra las fracciones del tiempo total, en las cuales un conductor que desea viajar a cierta velocidad puede mantenerla en una vía de dos canales sin limitaciones de visibilidad. Un conductor que desea viajar a 110 k.p.h. puede hacerlo el 100% del tiempo total mientras no haya tránsito en la vía, pero si lo hay, pronto se verá obligado a pasar a los vehículos que viajan a velocidades menores, y a menos que haya un espacio entre vehículos en el canal opuesto de suficiente extensión como para permitirle pasar, tendrá que reducir su velocidad hasta que se presente esta oportunidad, después de lo cual podrá volver a aumentarla a 110 k.p.h. Con un volumen total de tránsito de 200 v.p.h. el conductor podrá viajar a 110 k.p.h. el 50% del tiempo si saca prove-

cho absoluto de sus oportunidades de pasar a los conductores más lentos. Con un volumen de tránsito de alrededor de 550 v.p.h. no le será posible viajar a 110 k.p.h. en ningún momento, ya que después de pasar a un vehículo tiene que empezar a reducir la velocidad para evitar una colisión con la parte trasera del vehículo precedente que viaja en la misma dirección o una colisión de frente con el tránsito en contra en el canal opuesto.

Del mismo modo, un conductor que trate de viajar a 95 k.p.h. puede mantener esta velocidad el 100% del tiempo cuando no hay otro tránsito y el 50% del tiempo cuando el volumen de tránsito es de 400 v.p.h.; pero en ningún momento puede llegar a esta velocidad cuando el volumen de tránsito pasa de 850 v.p.h. Igualmente un conductor que trate de mantener una velocidad de 80 k.p.h. puede lograrlo el 50% del tiempo con un volumen de tránsito de 750 v.p.h. pero en ningún momento puede viajar a esta velocidad, cuando el volumen del tránsito excede de 1.400 v.p.h.

Las curvas de la figura 12 también indican el porcentaje de tiempo en el cual los conductores tienen que viajar a otras velocidades por debajo de las deseadas. Por ejemplo, con un volumen de tránsito de 400 v.p.h. un conductor cuya velocidad deseada sea de 110 k.p.h. puede viajar a esta velocidad el 15% del tiempo; entre 110 y 95 k.p.h. el 35% del tiempo; entre 95 y 80 k.p.h. el 30% del tiempo y necesitaría reducir su velocidad por de-

bajo de 80 k.p.h. alrededor del 20% del tiempo.

Un conductor que trate de desarrollar 110 k.p.h., no puede viajar más ligero que un conductor que trate de ir a 95 k.p.h. cuando el volumen de tránsito excede de 850 v.p.h. Los conductores a 95 k.p.h. y 110 k.p.h. no pueden ir más ligero que el conductor que viaja a 80 cuando el volumen de tránsito excede de 1.400 v.p.h.

EFFECTO DEL VOLUMEN DEL TRANSITO. La figura 13, indica el efecto del volumen del tránsito sobre la velocidad total de los conductores que tratan de mantener cierta velocidad. En secciones rectas de vías de dos canales de circulación rápida, un conductor que trata de mantener una velocidad de 110 k.p.h. sin excederla, encuentra que su velocidad total disminuye rápidamente con un aumento en el volumen del tránsito. Con un volumen de tránsito de 200 v.p.h. su velocidad total se reduce de 110 a 98 k.p.h. debido a demoras mientras espera oportunidad de pasar a vehículos que se mueven más lentamente y con 850 v.p.h. su velocidad total será de 74 k.p.h. o sea, la misma velocidad de un conductor que trate de mantener una velocidad de 96 k.p.h. Para todos los fines prácticos, las velocidades de los conductores que traten de viajar a 96 y 110 k.p.h. son las mismas cuando el volumen de tránsito excede de 300 v.p.h.

Con estas curvas (Fig. 13) es posible determinar el volu-

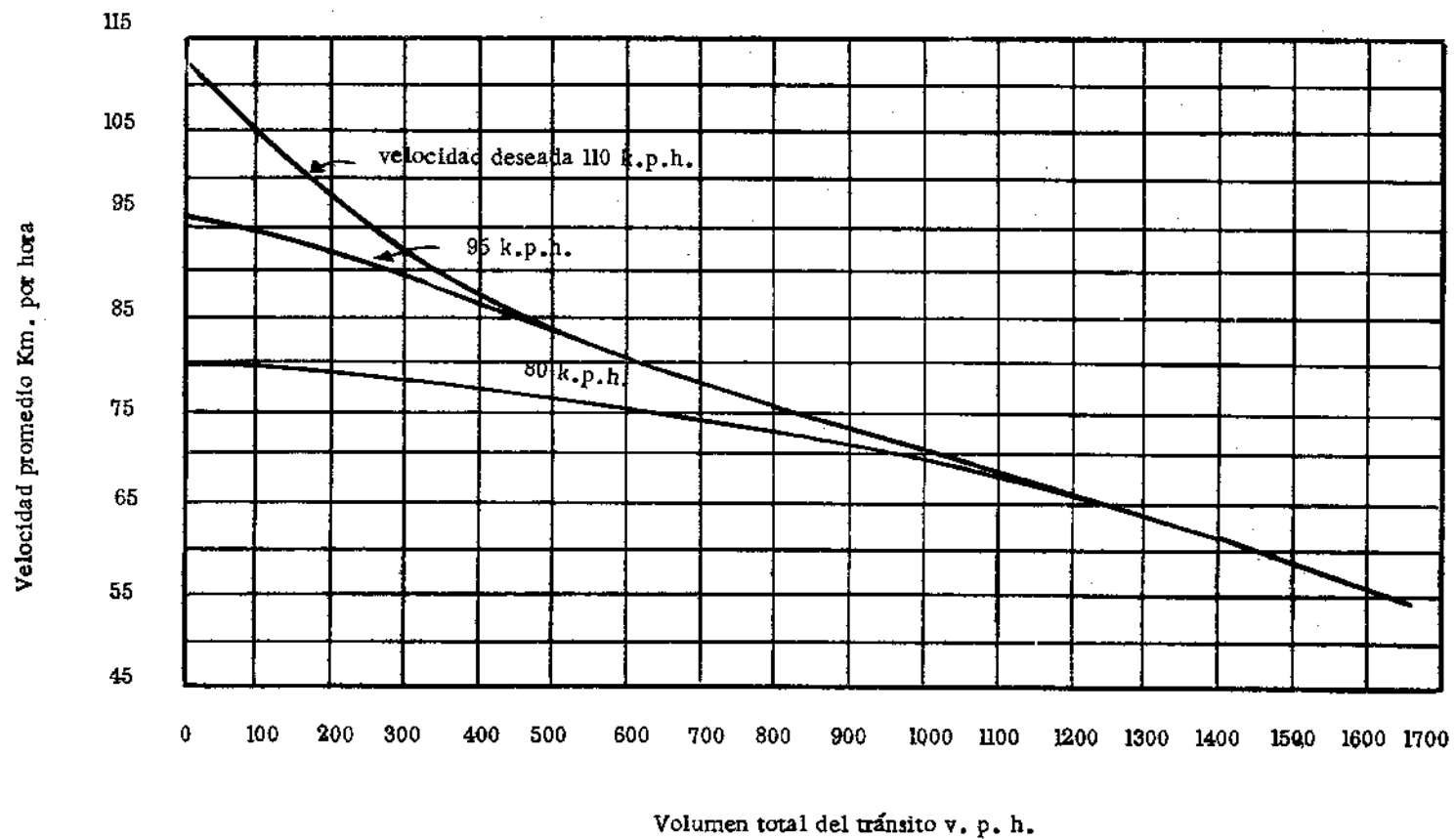


FIGURA N° 13.- Velocidades promedio para conductores que viajan a la velocidad que ellos desean en una vía de dos canales, horizontal y sin restricciones de visibilidad.

men de tránsito horario, que puede ser absorbido por una vía de dos canales a una velocidad de operación determinada, cuando no hay limitaciones a la visibilidad. Si, por ejemplo, una vía de dos canales tiene que absorber volúmenes mayores de 1.000 v.p.h. la velocidad de operación en esa vía de dos canales será de 65 k.p.h. si no hay limitaciones a la visibilidad, más o menos, durante los períodos en que ocurran los volúmenes máximos. Como resultado de estos estudios del tránsito es posible predecir con alto grado de exactitud, las condiciones de operación que prevalecerán, con cualquier volumen de tránsito, en una vía de dos, tres o cuatro canales, donde la corriente es ininterrumpida y otras condiciones son óptimas. Para determinar la capacidad práctica de una vía, es necesario, primero, determinar las condiciones de operación que la mayoría de los conductores están dispuestos a aceptar como satisfactorias; segundo, establecer el tipo más alto de mejoramiento de la vía que la jurisdicción gubernamental puede mantener y finalmente, reconciliar las exigencias del conductor con los medios disponibles para satisfacerlas. Por lo tanto, en el análisis final, el problema de especificar valores precisos para capacidades prácticas de vías se convierte en un problema local. El comité considera que es de importancia primordial, relacionar los volúmenes de tránsito lo más precisamente posible con las condiciones de operación que han de prevalecer, de tal manera que las a-

gencias individuales, con un conocimiento profundo de estas condi-
ciones, puedan decidir cuales son los volúmenes más prácticos
que pueda esperarse que absorba una vía. También cree, sinem-
bargo, que es deseable sugerir las capacidades prácticas, basa--
das en los deseos normales de los conductores bajo ciertas condi-
ciones.

En la mayoría de las vías rurales principales, las condi-
ciones de operación para el conductor promedio, se consideran
satisfactorias, cuando la velocidad de operación es de 70 a 80 k.
p.h. durante los períodos de volumen máximo en un año, excep-
to unos pocos.

Con esta velocidad de operación, la velocidad promedio de
todos los vehículos será de 64 a 72 k.p.h. y en un instante cual-
quiera alrededor del 70% de los conductores experimentarán al-
gún efecto de congestión, pero tendrán oportunidad de pasar sin
inconveniente a vehículos que se mueven lentamente. En ciertas
partes del país, donde raras veces ocurren congestiones, donde
la mayoría de los viajes sean relativamente largos, en vías de pe-
aje o en vías rurales especiales, muchos conductores conside-
ran, sin razón alguna, que la vía está congestionada cuando no
pueden promediar de 80 a 90 k.p.h. durante casi todos los perío-
dos de volumen máximo en un año. En vías urbanas de corriente
ininterrumpida, se considera razonable una velocidad de opera--

ción de 55 a 65 k.p.h. la cual da como resultado una velocidad promedio de 45 a 55 k.p.h.

VIAS DE DOS CANALES. En condiciones ideales de vía y de tránsito, una vía de dos canales sin limitaciones a la visibilidad, absorberá 900 vehículos de pasajeros por hora y seguirá permitiendo velocidades de operación de 70 a 80 k.p.h. El valor correspondiente a una velocidad de 80 a 90 k.p.h. es de 600 vehículos de pasajeros por hora. Estudios realizados han demostrado que la distribución del tránsito por direcciones en una vía de dos canales, prácticamente no tiene efecto sobre las velocidades de operación o sobre la interferencia promedio entre vehículos y la congestión relativa que experimenta el conductor promedio. La máxima capacidad práctica de una vía rural de dos canales con corriente ininterrumpida es por tanto de 900 vehículos de pasajeros por hora sin tomar en cuenta la distribución por direcciones. En áreas urbanas o en conexiones entre plantas industriales y vías principales, donde se aceptan como satisfactorias velocidades de operación de 56 k.p.h., la capacidad práctica de una vía de dos canales sería de 1.500 vehículos de pasajeros por hora. En ciertos sitios donde se requieren velocidades de operación de 80 a 90 k.p.h. la capacidad práctica de una vía de dos canales sería de 600 vehículos de pasajeros por hora.

VIAS DE CANALES MÚLTIPLES. Una vía de canales múltiples

con 1.000 vehículos de pasajeros por hora y por canal en dirección de la corriente más densa, proporcionará las mismas o semejantes condiciones de operación, que una vía de dos canales sin limitaciones de visibilidad que opere con un volumen de tránsito total de 900 vehículos de pasajeros por hora. La máxima capacidad práctica de una vía rural de canales múltiples con corriente ininterrumpida es por lo tanto 1.000 vehículos de pasajeros por canal y por hora en dirección de la corriente más densa.

Una vía de canales múltiples con corriente ininterrumpida hará posible una velocidad de operación de 55 a 65 k.p.h. cuando el volumen de tránsito en una dirección sea de 1.500 vehículos de pasajeros por canal y por hora. La máxima capacidad práctica de vías libres de canales múltiples en áreas urbanas, cuando las vías de acceso y salida están correctamente diseñadas, es de 1.500 vehículos de pasajeros por canal y por hora en la dirección de la corriente más densa. Con este volumen los conductores que así lo deseen podrán mantener con seguridad una velocidad total de 55 a 65 k.p.h. a pesar de que la velocidad promedio de todos los vehículos será de 50 a 55 k.p.h. Además, pueden ser absorbidos sin causar congestión completa, volúmenes excepcionalmente altos que ocurren frecuentemente en períodos cortos. El señalar la cifra de 1.500 vehículos por canal y por hora como la máxima capacidad práctica de una vía de canales múltiples, tiene tam

bién un significado posterior, ya que esta cifra constituye a su vez, la máxima rata a la cual los vehículos después de haberse detenido pueden pasar por un punto dado de la vía en una sola línea.

VIAS DE TRES CANALES. El lugar que ocupa la vía de tres canales en un sistema vial ha sido tema de largas discusiones. Se han construido las vías de tres canales para absorber volúmenes de tránsito mayores que aquellos que puede absorber una vía de dos canales, pero que a su vez no son lo suficientemente grandes como para requerir una vía de cuatro canales. También han sido construidas, como etapas de construcción en el desarrollo de vías de cuatro canales no divididas. Se ha expresado la creencia, sin embargo, de que los volúmenes de tránsito que justifican más de dos canales, debido a su crecimiento natural, pronto han sido suficientes para congestionar una vía de tres canales. Además, para el momento en que un tercer canal puede ser planeado y construido en una vía ya congestionada de dos canales, la demanda del tránsito requiere un incremento en capacidad mayor del que provee la vía de tres canales, de tal manera que el canal a-dicional solamente ofrece un alivio temporal.

Con el reciente cambio universal en favor de las vías de cuatro canales divididas, se ha notado una tendencia marcada hacia la eliminación de las vías de tres canales, llegándose di -

rectamente a las vías de cuatro canales divididas, para volúmenes de tránsito que excedan a aquellos que pueden ser absorbidos por una vía de dos canales. Una vía de tres canales no se presta al desarrollo posterior de una vía dividida de cuatro canales.

RIESGOS DEL TRANSITO EN VIAS DE TRES CANALES.

Ha habido amplias diferencias de opinión en lo que se

refiere a riesgos del tránsito en vías de tres canales. Como resultado de estudios muy extensos de frecuencia de accidentes en vías de tres canales comparados con otros tipos, se ha encontrado sin embargo, una aceptación general de la creencia de que un volumen mayor del que puede ser absorbido por una vía de dos canales, justifica la seguridad adicional que puede ofrecer una vía dividida de cuatro canales.

Desde el punto de vista de la actitud del conductor, la vía de tres canales adolece de una desventaja psicológica, que bien podría dar como resultado un número anormalmente alto de accidentes. En una vía de dos canales, el conductor que ejecuta una maniobra de paso tiene que utilizar el canal izquierdo, previsto para el tránsito en dirección contraria. Esto lo hace dándose cuenta perfectamente de que al pasar está abusando de los derechos de los conductores del canal opuesto. En el caso de vías de tres canales, especialmente cuando el tránsito se divide parejamente por

Porcentaje del total de vehículos.

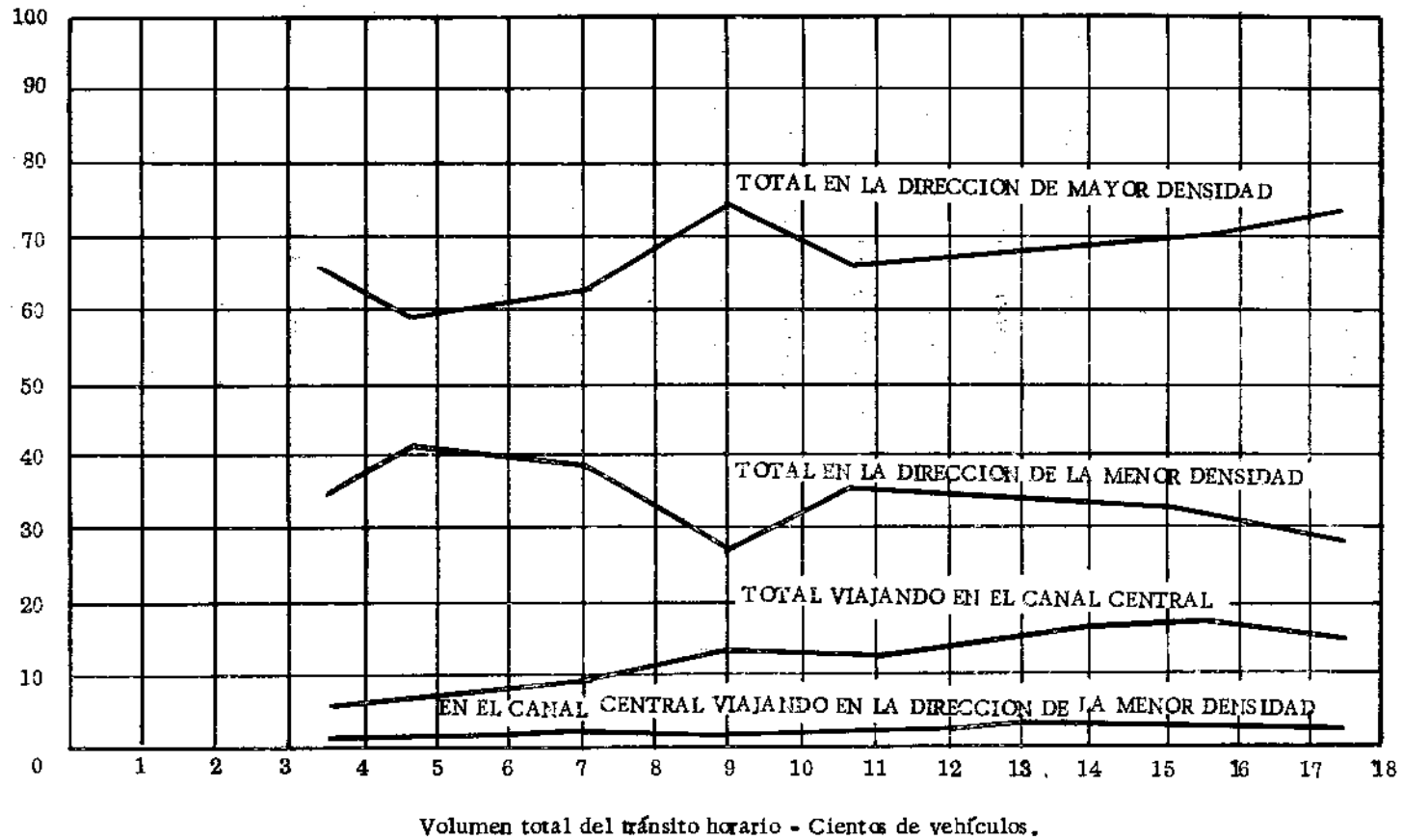


FIGURA N° 14.- Distribución de vehículos por canales, en una carretera de tres canales, a nivel y de alineamiento recto.

direcciones, no está claramente definido el derecho de paso, ya que un vehículo que viaja en una dirección, tiene el mismo derecho de usar el canal central, que otro vehículo que viaje en dirección contraria y por esta razón las operaciones de paso pueden constituir riesgos de tránsito mucho mayores.

EFICIENCIA DE UNA VIA DE TRES CANALES. Por lo general se asume que una

vía de tres canales es más eficiente en localidades donde al menos las dos terceras partes del tránsito viajan en una dirección durante períodos de altos volúmenes. Esta suposición se basa en la idea de que el tránsito que viaja en la dirección del volumen más alto, utilizará dos canales, quedando el otro canal para el uso del tránsito en contra. La figura 14, basada en datos obtenidos en modernas vías de tres canales con buenos alineamientos y perfiles, indica el porcentaje de vehículos que utiliza cada canal, cuando las dos terceras partes del tránsito aproximadamente, se mueve en una dirección. El porcentaje de vehículos que viaja por el canal central en cualquier punto, aumenta a medida que el volumen total llega a 1.500 v.p.h. Alcanzado este volumen, solamente 15.9% de los vehículos que viajan en el canal central, 13.8% en una dirección y 2.1% en la dirección contraria. Un conductor tenía el mismo derecho que otro, de usar el canal central de una vía de tres canales y sin tomar en cuenta el tránsito en contra, aparentemente hizo uso de este de-

Velocidad - kilómetros por hora

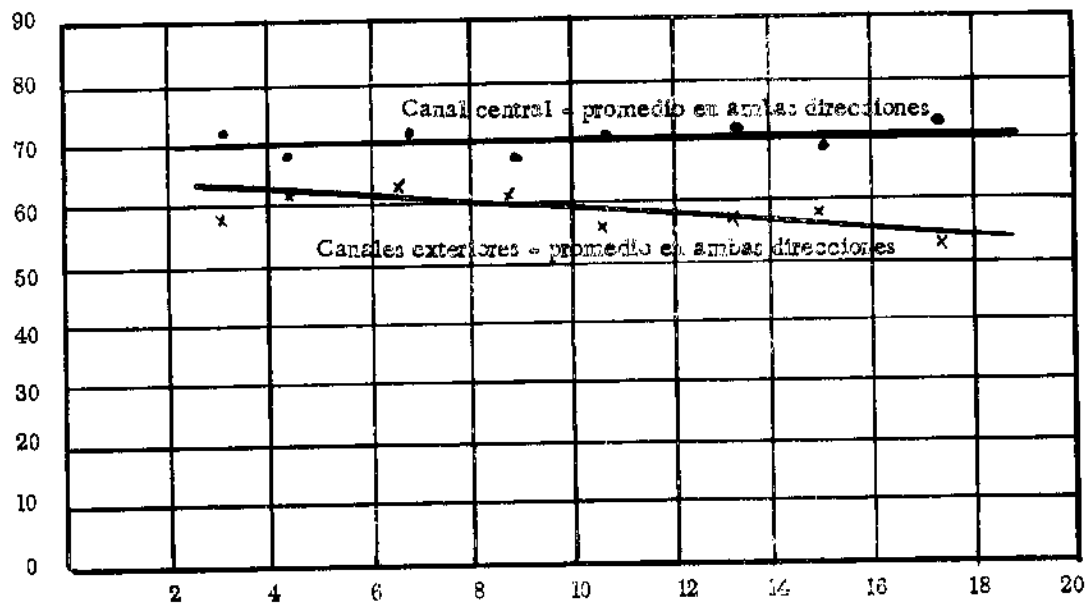


FIGURA N° 16.- Velocidad de los vehículos que utilizan el canal central y los exteriores en una vía de tres canales.

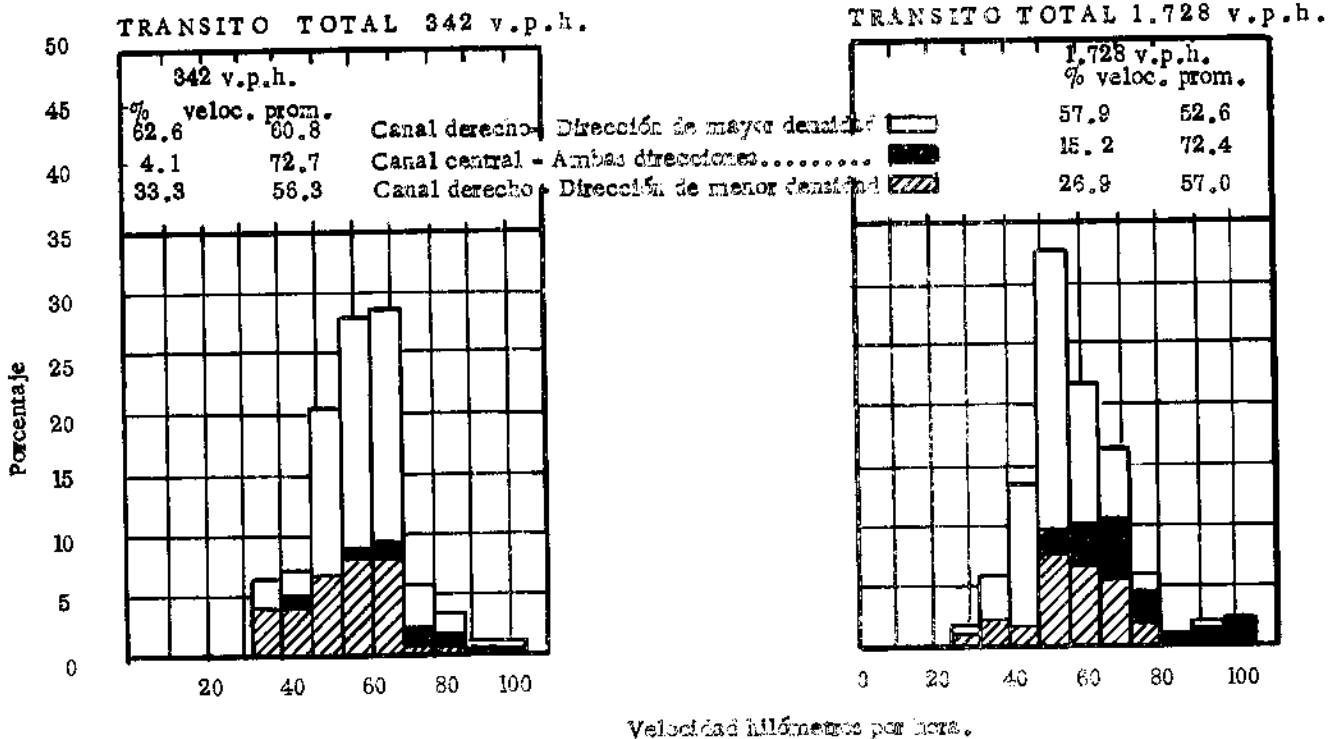


FIGURA N° 16.- Distribución de las velocidades de los vehículos en una vía de tres canales

recho. Un máximo estimado de alrededor de 300 v.p.h., o 15%, utilizó el canal central con un volumen de 2.000 v.p.h. cifra que sobrepasa la capacidad práctica de una vía de tres canales.

La figura 15 muestra las velocidades promedio de los vehículos en el canal central y en los canales exteriores en vías de tres canales a diferentes volúmenes de tránsito. Puede observarse que la velocidad promedio de los vehículos en los canales exteriores, disminuye a medida que el volumen total aumenta, mientras que la velocidad promedio de los vehículos que circulan por el canal central permanece inalterable. La figura 16 muestra además la tendencia de los conductores de viajar a altas velocidades cuando utilizan el canal central de una vía de tres canales. Esta figura muestra la distribución de velocidades por canal y por dirección, con volúmenes totales de tránsito, altos y bajos. A pesar de que solamente 15.2% de los vehículos se hallaban en el canal central durante el volumen de tránsito mayor, el 41.7% de los que viajaban a más de 64 k.p.h., el 58.3% de los que viajaban a 72 k.p.h. y 72.7% de los que viajaban a más de 80 k.p.h. se hallaban en el canal central. Esta tendencia de los conductores de viajar en el canal central de una vía de tres canales cuando ocurren altos volúmenes de tránsito, a velocidades casi tan altas como en vías divididas de cuatro canales durante volúmenes de tránsito bajos, crea una condición arriesgada y contribuye a

la gravedad de los accidentes. En vías de dos canales y de cuatro canales divididas o nó, los conductores tienden a reducir sus velo ci da de s a medida que aumenta el volumen del tránsito, cualesquiera que sea el canal que ocupen.

Un análisis similar para períodos en los cuales el tránsi to estaba dividido casi igualmente por direcciones, indicó que bajo esta condición, una vía de tres canales tendrá un rendimiento más eficiente, cuando la corriente es predominante en una direc ci ón.

Aparentemente la suposición de una operación más efi ci en te con las dos terceras partes del tránsito en una dirección, es un producto de la imaginación que no puede ser respaldado con hechos. De ser cierta esta suposición podría ser aplicada ampliamente, puesto que es regla más bien que excepción el que alrededor de las 2/3 partes del tránsito viaja en una dirección, en cualquier vía rural, durante períodos en que ocurren los volú me ne s totales más altos. No obstante, no existen datos dí s po ni ble s que indiquen que una vía de tres canales haya absorbido nun ca más de 2.000 v. p. h. en una dirección y esta es una cifra que se puede alcanzar en un sólo canal, en ciertos puntos donde la visibilidad es demasiado corta para que las maniobras de pa so puedan efectuarse con seguridad.

CAPACIDAD DE UNA VIA Una vía de tres canales sin limita-
DE TRES CANALES. ciones de visibilidad, con un total

de 1.500 vehículos de pasajeros por hora, ofrecerá condiciones de operación comparables a las de vías de dos y cuatro canales rurales, que estén rindiendo sus capacidades prácticas.

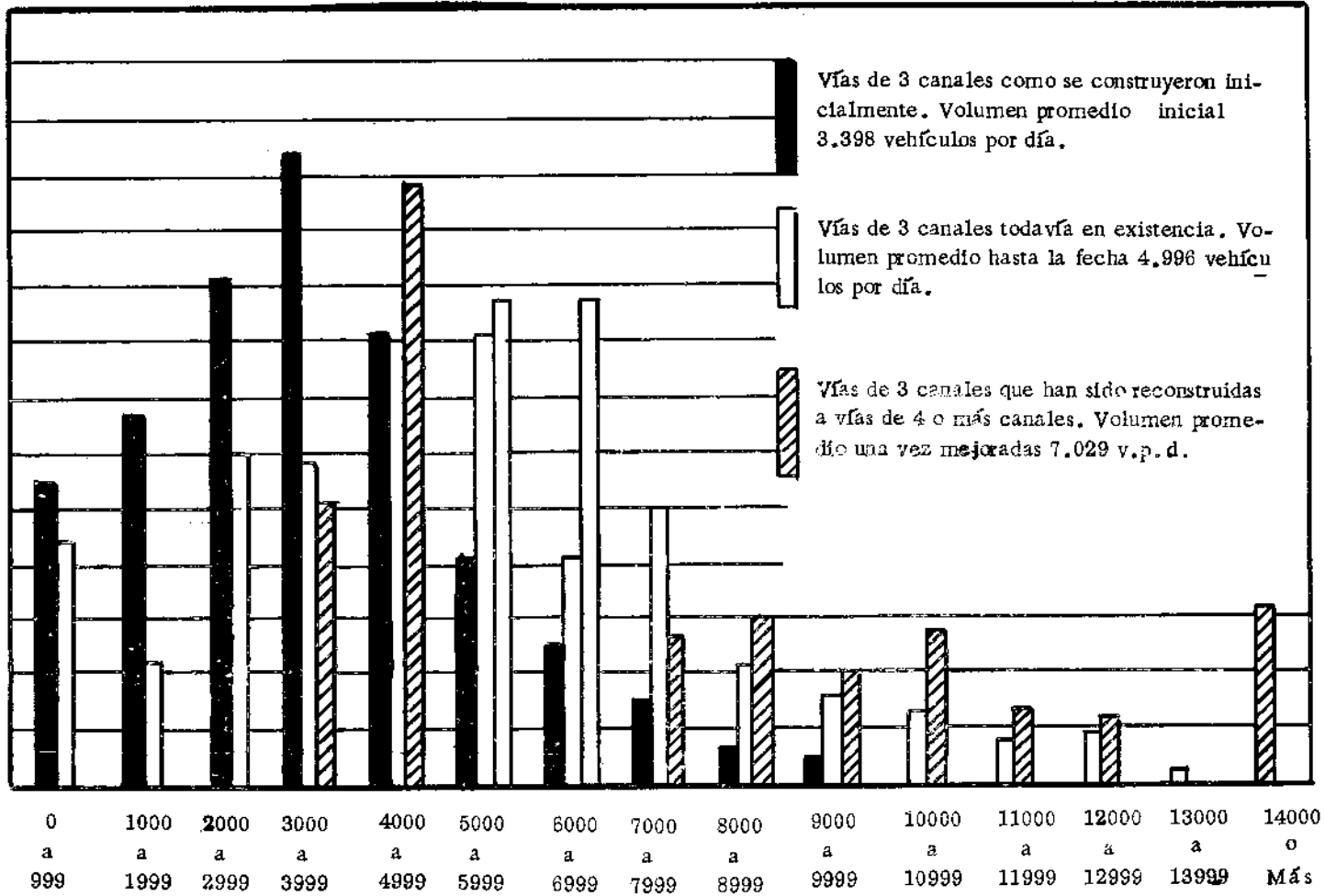
La máxima capacidad práctica de una vía rural de tres canales es por lo tanto un total de 1.500 vehículos de pasajeros por hora. Esta cifra es el 67% mayor que la capacidad de una vía de dos canales y el 75% de la capacidad de dos canales para una dirección de tránsito, en una vía de cuatro canales.

Para condiciones de visibilidad menos favorables, la diferencia entre las capacidades prácticas de una vía de dos canales y otra de tres disminuye y la diferencia entre las capacidades prácticas de una vía de tres canales y otra de cuatro, aumenta.

Si la visibilidad suficiente para completar maniobras de paso con seguridad, se encuentra sólo intermitentemente a lo largo de una vía de tres canales, la capacidad práctica de dicha vía, podría ser sólo un poco mayor que la capacidad de una vía de dos canales con el mismo alineamiento, o menor que la capacidad de una vía de dos canales con buen alineamiento.

Si una vía de tres canales tiene que absorber volúmenes de tránsito substancialmente mayores que aquellos que pueden ser absorbidos por una buena vía de dos canales, la visibilidad de suficiente extensión como para permitir las operaciones

Porcentaje de kilometraje en cada grupo.



Promedio anual de volumen de tránsito diario.

FIGURA N° 17.- Experiencia con vías de tres canales, basada en todas las construcciones de vías de este tipo. Total 6.017 Km.

de paso con seguridad, debe ser casi continua a todo lo largo de la vía.

**EXPERIENCIA CON VIAS
DE TRES CANALES.**

La experiencia y la práctica obtenidas en el pasado por los diversos departamentos gubernamentales, debería ofrecer algún índice de la ubicación de las vías de tres canales dentro del sistema vial de los EE. UU. Por mediación del Bureau of Public Roads, el Highway Capacity Committee, obtuvo datos de aquellos departamentos, que indican la fecha de construcción y los volúmenes de tránsito de la mayoría de las vías rurales de tres canales construidas en el país, mientras dichas vías prestaron servicios o hasta el momento actual. Se obtuvo información en 27 estados, sobre más de 5.920 Km. de estas vías, el 7.8% de las cuales habían sido convertidas en vías de cuatro canales o más. Hay que tener presente, al interpretar los resultados de este estudio, que la falta de fondos y tiempo normal requerido para planificar, financiar y construir una vía, u otras consideraciones, pudo haber demorado la construcción efectiva de una vía de tres canales (o la ampliación de una de tres a una de cuatro) varios años después que la necesidad de una mejora se hizo aparente y en algunos casos lo inadecuado de una vía de tres canales, fuese subsanado por medio de la construcción de una vía alterna o paralela.

El promedio de duración de las vías de tres canales con

vertidas a vías de cuatro canales fué de 6.2 años, lo cual es 1.6 años menor que el promedio de tiempo en el cual aquellas vías estuvieron en servicio. El tiempo de servicio de las vías de tres canales convertidas en vías de cuatro o más, variaba entre 15 años para las que acusaron volúmenes anuales iniciales de 1.000 vehículos por día o menos, hasta menos de 2 años para aquellas con volúmenes anuales iniciales que excedían de 10.000 v.p.d. Las vías de tres canales fuera de servicio, absorbían un volumen anual de tránsito promedio de 7.029 v.p.d., comparado con un promedio máximo de volumen de tránsito hasta la fecha de 4.996 v.p.d. para aquellas de tres canales todavía en servicio. Los volúmenes de tránsito en vías de tres canales tal como fueron construidas en relación con aquellas que todavía existen y las que han sido convertidas en vías de cuatro o más canales, se muestra en la figura 17.

Con anterioridad a la ampliación, el 17% del kilometraje de vías de tres canales recopilado, absorbió un promedio de volúmenes de tránsito anuales de 10.000 o más vehículos por día.

California y New Jersey informaron sobre vías de tres canales con volúmenes anuales excesivamente altos. A pesar de esto, el volumen máximo por hora excedió de 2.000 vehículos en una sola de estas vías. La siguiente tabulación muestra los

volúmenes máximos por hora, en las vías de tres canales de California que absorbieron un promedio de volúmenes anuales de más de 10.000 v.p.d.

Promedio de tránsito diario en el año de mayor volumen.	Volumen máximo por hora.
11.272.....	1.589
12.076.....	1.895
13.375.....	891
12.503.....	1.083
12.351.....	918
19.040.....	1.958

Es evidente que estas vías de tres canales fueron sobrecargadas más allá de sus capacidades posibles durante períodos máximos y que los volúmenes máximos por hora fueron mucho más bajos que los que se hubieran obtenido si la capacidad de las vías hubiera sido mayor. CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS. Resultados más detallados de los estudios efectuados por el Comité, referentes a vías de tres canales, pueden obtenerse en folletos mimeografiados del Highway Research Board. Las conclusiones más importantes derivadas de este estudio fueron las siguientes:

- 1.- Son relativamente pocos los vehículos que viajan en el canal central de una vía de tres canales. El número

máximo de vehículos que puede ocupar el canal central, cuando hasta un 70% del tránsito total viaja en una dirección es de 300 v.p.h. sin tomar en cuenta el volumen total del tránsito.

2.- A pesar de que es muy marcada la disminución en la velocidad promedio del tránsito en los canales exteriores con un aumento en el volumen, no hay descenso en las velocidades de los vehículos en el canal central.

3.- Mientras el volumen del tránsito por hora que viaja en una dirección no exceda el 70% del tránsito total, el canal central será utilizado por vehículos que viajan en ambas direcciones.

4.- La velocidad promedio de todos los vehículos y la capacidad posible de una vía de tres canales, son ligeramente mayores cuando el tránsito está dividido aproximadamente en partes iguales por dirección que cuando las 2/3 partes viajan en una dirección.

5.- En puntos donde la visibilidad es limitada, es peligroso utilizar el canal central para pasar; de modo que, efectivamente el tránsito en una vía de tres canales, utilizará solamente dos en tales sitios.

6.- Una vía de tres canales que tenga aunque sea una sola visibilidad limitada, no puede absorber más vehículos por hora que el número que pueda concentrarse en un sólo canal de

tránsito (véase el artículo de capacidad por hora en millones i-
dices).

7.- Vías de tres carriles con un carril en sentido de
movimiento en dirección de 700 v.p.h. cuando se está en servi-
cio full time. Se excluyen los carriles muertos.

8.- Vías de tres carriles con un carril en sentido de
movimiento de menos de 3.300 v.p.h. cuando se está en servicio
full time. Incluye las vías con la capacidad y los carriles muertos
de dicho carril en servicio full time (véase el artículo 7) con pro-

TABLE 2.

COMPARISON OF VARIOUS TYPES OF EQUIPMENT AVAILABLE FOR CON-
DITIONAL IMPROVEMENT OF THE TOWN AND COUNTRY.

	Vías de dos carriles, doble vía. Total pa- ra ambos sentidos (1)	Vías de tres carriles y doble vía. Total para todos los senti- dos (1)	Vías de carriles múl- tiples, promedio por carril en la estación de la carretera más den- sa (2)
	v.p.h. (3)	v.p.h. (3)	v.p.h. (3)
Capacidad teórica (3)	2,000	2,000	2,000
Capacidad práctica para operaciones urbanas (4)	1,500	2,000	1,500
Capacidad práctica para operaciones rurales (5)	500	1,500	1,000

(1) de todas las direcciones en direcciones.

(2) Durante los períodos de congestión crítica, el tránsito en una dirección puede ser mucho más lento
que en la dirección contraria.

(3) Igual a la capacidad posible en condiciones ideales.

(4) Valores de operación de 37 a 40 v.p.h.

(5) Valores de operación de 14 a 20 v.p.h.

(6) v.p.h. estadísticas de carriles de carriles por hora.

que el tránsito aumente en el futuro en la misma proporción que en el pasado, excluyendo los años de guerra.

EFFECTOS DE LOS FACTORES QUE REDUCEN LAS CAPACIDADES. La tabla 5 recopila las capacidades básicas posibles y

prácticas por hora, de diversos tipos de vías en condiciones ideales del tránsito y de la vía, cuando la corriente es ininterrumpida y no hay limitaciones a la visibilidad.

Es raro sin embargo, que las condiciones de la vía y del tránsito sean ideales. Por esta razón las capacidades tanto posibles como prácticas con corriente ininterrumpida son usualmente más bajas que las que se muestran en la tabla 5. Si no se toma en cuenta la condición de la superficie del pavimento y esto es un factor que rara vez influye en una vía bien mantenida con una superficie de calidad superior, las condiciones más importantes que afectan la capacidad de la vía, donde la corriente no es ininterrumpida por tránsito cruzado son las siguientes: 1) ancho del canal, 2) espacios libres a obstrucciones laterales, 3) ancho y condición del hombrillo, 4) vehículos comerciales, 5) si tuación y diseño de las vías de intercambio y 6) perfil y alineamiento especialmente en lo relativo a visibilidad y pendientes.

ANCHO DEL CANAL. Los canales angostos tienen una capacidad menor que los canales de 3.65 m. los cuales actualmente se consideran necesarios para volúmenes altos de tránsito mixto.

En una vía de dos canales, un vehículo al ejecutar una maniobra de paso, tiene que ocupar el canal normalmente usado por el tránsito en contra y emplear mayor tiempo cuando los canales son angostos que cuando son anchos. En vías de canales múltiples un mayor número de vehículos marcha sobre las líneas demarcadoras de canal cuando estos son angostos, que cuando son anchos, ocupando por lo tanto efectivamente dos canales en lu-

TABLA 6.- EFECTOS DE LA ANCHURA DEL CANAL SOBRE LA CAPACIDAD.

ANCHO DEL CANAL	Capacidad expresada como porcentaje de la capacidad de un canal de 3.65 m.		
	Vías rurales de dos canales		Dos canales para una dirección de viaje en vías divididas en capacidades prácticas.
	En capacidades posibles	En capacidades prácticas	
Metros	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje
3.65	100	100	100
3.35	88	86	97
3.05	81	77	91
2.75	76	70	81

No están incluidos en estas relaciones, los efectos de la anchura del canal sobre la comodidad del conductor, coeficientes de accidentes, etc.

gar de uno. La tabla 6 muestra la capacidad de canales hasta 2.75 m. de ancho sobre la base de capacidades de canal de 3.65 m. La capacidad práctica de una vía rural de dos canales de 2.75 m. de ancho por ejemplo, es solamente un 70% la capacidad de una vía similar con canales de 3.65 m.

ESPACIOS LIBRES LATERALES RESTRICTIVOS.

Las obstrucciones verticales tales como muros de sostenimiento,

postes y vehículos estacionados, adyacentes al borde del canal de tránsito reducen el ancho efectivo del mismo, como lo muestra la tabla 7. Un pavimento de 7.30 m. de ancho, con una ar-

TABLA 7.- EFECTOS RESTRICTIVOS DEL ESPACIO LIBRE LATERAL SOBRE LAS CAPACIDADES PRÁCTICAS.

Espacio libre desde el borde del pavimento.	Ancho efectivo de dos canales de tránsito de 3.65 m.
Metros	Metros
1.85-----	7.30
1.30-----	7.00
0.60-----	6.40
0.00-----	5.50

(1) Los efectos del espacio libre lateral sobre la comodidad del conductor, coeficientes de accidentes etc. no están incluidos en estas relaciones.

madura de puente al borde del mismo, tiene igual ancho efectivo que un pavimento de 5.50 m. con hombrillos de 1.85 m. Además de su efecto sobre la capacidad, el ancho del canal y los espacios libres laterales, también afectan la comodidad del conductor, los coeficientes de accidentes, etc. los cuales no están incluidos en las relaciones que se muestran en estas tablas. El efecto combinado que sobre la capacidad del canal, ejercen el ancho del mismo y los espacios libres laterales desde el borde del pavimento hasta la obstrucción, se muestran en

TABLA 8.- EFECTOS COMBINADOS DEL ANCHO DEL CANAL Y ESPACIOS LIBRES LATERALES SOBRE CAPACIDADES DE VIAS (1)

Espacio libre desde el borde del pavimento hasta la obstrucción.	Capacidad expresada como porcentaje de la capacidad de dos canales de 3.65 m. sin restricción de espacios libres laterales.							
	Obstrucción en un sólo lado.				Obstrucción en ambos lados.			
	CANALES DE:							
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Metros	CAPACIDAD POSIBLE DE VIAS DE DOS CANALES							
1.85	100	88	81	76	100	88	81	76
1.20	97	85	79	74	94	83	76	71
0.60	93	81	75	70	85	75	69	65
0.00	88	77	71	67	76	67	62	58
	CAPACIDAD PRACTICA DE VIA DE DOS CANALES							
1.85	100	86	77	70	100	86	77	70
1.20	96	83	74	68	92	79	71	65
0.60	91	78	70	64	81	70	63	57
0.00	85	73	66	60	70	60	54	49
	CAPACIDADES POSIBLES Y PRACTICAS DE DOS CANALES PARA UNA DIRECCION DE TRANSITO EN VIAS DIVIDIDAS.							
1.85	100	97	91	81	100	97	91	81
1.20	99	96	90	80	98	95	89	79
0.60	97	94	88	79	94	91	86	76
0.00	90	87	82	73	81	79	74	66

(1) Los efectos del ancho del canal y espacios libres laterales sobre la comodidad del conductor, coeficientes de accidentes, etc., no están incluidos en estas relaciones.

la tabla 8. Desde luego, debe usarse cierto criterio propio al aplicar estos ajustes a los tramos de vía donde las restricciones laterales no sean continuas a lo largo de toda ella. Una restricción lateral en un tramo de vía, ocasionaría una reducción en la sección transversal y por este motivo afectará directamente la capacidad posible del tramo entero. No obstante, la capacidad práctica del tramo de vía puede que sólo sea afectada ligeramente.

Por ejemplo, un puente de 7.30 m. de ancho y 30.50 m. de largo en una vía de 7.30 m. de ancho y un ancho normal de hombrillo de 2.44 m. reduciría la capacidad posible de ese tramo en 24% (de 100% a 76%, tabla 8). La capacidad práctica, sin embargo, se vería influenciada solamente en una distancia muy corta, afectando de esta manera la capacidad práctica del tramo entero una cantidad menor en proporción a las longitudes relativas.

Mientras no haya datos exactos de investigación disponibles, con respecto a la longitud exacta de la vía sobre la cual una obstrucción individual a distancia menor o igual a 1.85 m. del borde del pavimento, afecta las operaciones del tránsito, es aparentemente razonable, a juzgar por los resultados de observaciones efectuadas con otros propósitos, asumir que el tránsito se verá afectado hasta cierto punto durante 9 segundos, has-

ta alcanzar la obstrucción lateral y que el efecto neto será aproximadamente el mismo que el efecto completo que se obtendría mientras se viaja durante 4 1/2 segundos más la distancia sobre la cual continúa el objeto de la restricción. Con el tránsito a una velocidad promedio de 72 k.p.h. el puente del ejemplo anterior afectaría el tránsito en una distancia de 121 m. (90.50 más 30.50). La capacidad práctica del tramo entero de la vía si tuviera 1.609 Km. de largo, sería reducida por lo angosto del puente, de 100% (la capacidad práctica de la vía de dos canales de 3.65 m. sin restricciones laterales) a:

$$\frac{(100 \times 1.488) + (70 \times 121)}{1.609} = 97.74\% \text{ de la capacidad de una vía de canales de 3.65 m. sin restricciones laterales.}$$

La tabla 8 muestra el efecto combinado del ancho del canal y espacios libres lateral es para vías de dos canales y para vías divididas de cuatro canales. Para vías no divididas de cuatro canales, el espacio libre lateral izquierdo de los canales para viajar en una dirección puede asumirse que es equivalente a la distancia del borde izquierdo de estos canales hasta un vehículo centrado en el canal adyacente utilizado por el tránsito que viaja en dirección opuesta.

De la misma manera, cuando hay más de dos canales

para una dirección de viaje, puede asumirse que los canales interiores tienen la misma capacidad que los canales con espacios libres laterales, equivalentes a la distancia entre el borde del canal y un vehículo centrado en el canal adyacente. Por ejemplo, si las condiciones son tales que la capacidad práctica para una dirección de viaje en una vía dividida de cuatro canales con isla ancha, hombrillos de 3.05 m. y canales de 3.65 m. es de 1.500 vehículos de pasajeros por canal y por hora, entonces, para condiciones similares la capacidad práctica de los tres canales de 3.05 m. en una dirección de viaje sobre una vía dividida de 6 canales con isla ancha y hombrillos de 3.05 m. sería de:

Para los canales 1 y 3... (3)... $0.91 \times 1.500 \times 2 = 2.730$

Para el canal 2..... (4)... $0.86 \times 1.500 = 1.290$

Total..... 4.020

(3) Factor 0.91 de la tabla 8, canales de 3.05 m. sin obstrucciones.

(4) Factor de 0.86 de la tabla 8, canales de 3.05 m. con espacios libres de 0.60 m. a ambos lados, para vehículos en los canales adyacentes.

HOMBRILLOS. Los hombrillos adecuados nunca son más necesarios en una vía que cuando los canales se utilizan a su máxima capacidad. Sin un refugio fuera de los canales de tránsito, un vehículo accidentado puede reducir la capacidad de una vía en más de la capacidad de un canal, especialmente si estos tienen menos de 3.65 m. de ancho. El vehículo accidentado bloquea el canal ocupado, y además, reduce la capacidad de los canales adyacen-

tes cuando los vehículos tienen que distribuirse en menor número de canales a velocidades menores de 50 k.p.h. Por ejemplo, la capacidad posible de un canal de tránsito con vehículos que se mueven a 32 k.p.h. es sólo el 87% de su capacidad a 40 k.p.h. A 16 k.p.h. un canal tiene solamente alrededor del 50% de su capacidad a 48 k.p.h. (véase Figura 3). Un accidente menor que ocasione una reducción en la velocidad, puede causar por lo tanto, una congestión completa en una vía que esté rindiendo casi toda su capacidad posible. Para canales de menos de 3.65 m. de ancho, los hombrillos tratados con material bituminoso en un ancho de 1.20 m. o más, aumentan el ancho efectivo de los canales adyacentes en 0.30 m.

VEHICULOS COMERCIALES. Los vehículos comerciales pue -

TABLA 9.- EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES SOBRE LAS CAPACIDADES PRACTICAS DE VIAS DE CANALES MULTIPLES.

Vehículos comerciales	Capacidad expresada como porcentaje de la capacidad de la vía en términos de vehículos de pasajeros por hora en terreno nivelado.	
	Terreno nivelado	Terreno ondulado
Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje
Ninguno	100	100
10	91	77
20	83	63

den reducir tanto la capacidad práctica como la posible de una vía en términos de vehículos de pasajeros por hora (véase tabla 9) ya que ocupan mayor espacio en la vía e influyen sobre el tránsito en un área mayor que los vehículos de pasajeros. Generalmente, viajan también a velocidades más bajas, especialmente en pendientes, aumentando así el número de operaciones de paso que los otros vehículos se ven precisados a ejecutar para mantener una ve locidad razonable. En vías de canales múltiples de corriente in ter rumpida, un vehículo comercial tiene aproximadamente el mismo efecto de dos vehículos de pasajeros en terreno nivelado y de cuatro en terreno ondulado.

Por ejemplo, prevalecerán las mismas condiciones de operación en una vía expresa en terreno ondulado, cuando hay 1.500 vehículos de pasajeros por hora y por canal, que cuando hay 115 camiones y 1.040 vehículos de pasajeros por canal, lo que da un total de 1.155 vehículos.

En terreno montañoso el efecto varía considerablemente con el perfil propio del lugar, pero como término medio, un só lo vehículo comercial tiene aproximadamente el mismo efecto que ocho vehículos de pasajeros. Los valores de la tabla 9, se aplican solamente a porcentajes de vehículos comerciales dentro de límites normales y no incluyen el efecto de paradas de autobús, etc. Hay que ser prudente en su aplicación, porque el porcentaje

de vehículos comerciales durante horas de máximos volúmenes, es por lo general considerablemente menor que el porcentaje promedio a toda hora. En vías de dos canales, el efecto de los vehículos comerciales es de 25% mayor que en vías expresas de canales múltiples.

**ALINEAMIENTO
IMPERFECTO.**

El alineamiento y perfil de una vía son factores importantes que afectan su capacidad a diferentes velocidades de operación. En combinación, ambos factores ejercen influencia sobre la visibilidad a lo largo de la vía o sobre la extensión de ella visible al conductor en cualquier punto, cuando la vista no es obstruida por otro tránsito. Para determinar las condiciones de operación en una vía, la visibilidad se divide en dos categorías: visibilidad de parada y visibilidad de paso.

La visibilidad de parada o frenado, es la distancia que requiere el conductor de un vehículo que viaja a una velocidad dada, para hacer que su vehículo se detenga inmediatamente después que un objeto se haga visible en la vía. La visibilidad de paso es la visibilidad mínima disponible para permitir al conductor de un vehículo pasar a otro, segura y confortablemente, sin interferir con un vehículo en contra en caso de que este se haga visible después de que la maniobra de paso haya comenzado. La visibilidad de frenado es continuamente necesaria en todo tipo de vías, en

tanto que la visibilidad de paso se necesita sólo en carreteras de doble vía y de dos o tres canales.

En vías de dos y tres canales donde la visibilidad es inadecuada, los conductores se ven restringidos en igual forma como si el canal utilizado para pasar estuviera ocupado por vehículos viajando en dirección contraria. El conductor prudente siempre debe asumir la existencia de un vehículo que se acerca más allá del límite de su visual. La reducción de la capacidad ocasionada por visibilidades cortas puede obtenerse aplicando como criterio el porcentaje del total de la vía en el cual la visibilidad es insuficiente

TABLA 10.- PORCENTAJE DEL TRANSITO TOTAL Y DE VEHICULOS PASADOS VIAJANDO A DIFERENTES VELOCIDADES EN VIAS DE DOS CANALES DONDE LA VISIBILIDAD Y EL TRANSITO EN DIRECCION OPUESTA NO RESTRINGEN LAS OPORTUNIDADES DE PASO.

Velocidad del grupo de vehículos (k.p.h.)	Vía rural principal Término medio.		Vía rural de alta velocidad.	
	todo tránsito	vehículos pasados	todo tránsito	vehículos pasados
	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje
Sobre 80	11	1	39	5
De 64 a 78	57	15	43	40
De 48 a 62	30	54	17	40
Inferior a 48	2	30	1	15
Total.....	100	100	100	100

para permitir la ejecución de operaciones de paso con un margen de seguridad.

Los resultados de estudios prácticos de operaciones de paso, efectuados por el Bureau of Public Roads en cooperación con varios departamentos de vías del Estado en sitios donde el alineamiento y perfil ofrecían oportunidades ilimitadas para efectuar operaciones de paso, reflejan la necesidad de la visibilidad de paso en vías rurales de dos canales.

La tabla 10 indica las velocidades de los vehículos que fueron pasados, en relación con las de todos los vehículos en una vía principal rural término medio o promedio y en las vías rurales de circulación rápida, en períodos de tránsito bajo, cuando las operaciones de paso pudieron efectuarse casi sin interferencia con el tránsito en dirección contraria.

Ya que estas son las condiciones existentes, cuando el alineamiento ofrece oportunidades ilimitadas de paso, la mayor necesidad en vías rurales de dos canales se concreta a visibilidades que permitan que los vehículos que viajan a menos de 80 k. p. h. puedan ser pasados con seguridad.

Los resultados de estudios prácticos de operaciones de paso muestran que en la condición más crítica (cuando el vehículo al intentar el paso, primero reduce hasta la velocidad del vehícu- lo pasado antes de acelerar para efectuar la maniobra) se requie-

re una visibilidad en la vía de 460 a 610 m. para pasar un vehículo que viaja a una velocidad entre 72 y 80 k.p.h. con la posibilidad del tránsito en contra viajando a 112 k.p.h. Visibilidades de paso entre 460 y 610 m. son por lo tanto, las más necesarias a intervalos frecuentes en vías rurales.

Donde la visibilidad entre los límites expuestos no está continuamente dispuesta a todo lo largo de una vía de dos canales, puede usarse como criterio de la capacidad práctica de la vía, el porcentaje total de la misma con visibilidad de 460 m. La tabla 11 muestra la reducción de la capacidad ocasionada por limitaciones a la visibilidad cuando se desean velocidades de operación de 72 a 80 y de 80 a 88 k.p.h.

La figura 18 muestra más detalladamente el efecto de las limitaciones de visibilidad de paso sobre la capacidad de vías de dos canales para diversas velocidades de operación.

PENDIENTES. Las pendientes afectan la capacidad de una vía de tres maneras:

- 1.- La distancia de frenado de los vehículos, es menor en pendientes ascendentes que a nivel y mayor en las descendentes, permitiendo así espacios más cortos entre vehículos que suban cuestas y espacios mayores entre vehículos que las bajen, a fin de mantener la seguridad delante de ellos.
- 2.- La presencia de una pendiente generalmente ocasiona una

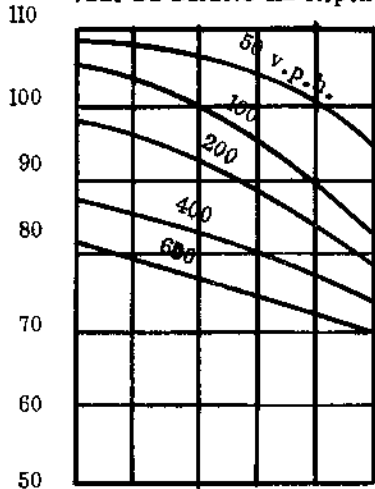
limitación en la visibilidad, afectando así el porcentaje de vía sobre el cual pueden ejecutarse maniobras de paso con seguridad.

- 3.- Los vehículos comerciales con sus cargas normales, viajan a velocidades más bajas en pendientes de ascenso que a nivel, especialmente si el ascenso es largo y muy pendiente. Esto se aplica hasta cierto punto a vehículos de pasajeros. La mayoría de los vehículos de pasajeros, pueden recorrer, no obstante, pendientes de 6 a 7% a velocidades mayores de 50 k.p.h. El efecto que tienen sobre la capacidad pendientes hasta de 7% en relación con el rendimiento de vehículos de pasajeros es por lo tanto un detalle que se puede pasar por alto.

Al considerar los vehículos comerciales, se indicó que vehículos de este tipo en una vía de canales múltiples, tienen aproximadamente el mismo efecto sobre la capacidad de la vía que dos vehículos de pasajeros en terreno nivelado y que 4 en terreno ondulado. También se indicó que su efecto sobre la capacidad de vías de dos canales es 25% mayor que en vías de canales múltiples. Las cifras se refieren a condiciones generales sobre la longitud total de la vía. Al considerar el efecto de una pendiente en particular, son factores importantes la longitud y el grado de pendiente de la misma.

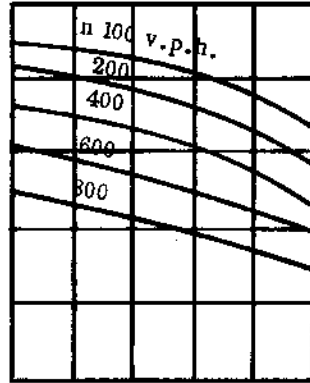
VELOCIDAD PROMEDIO K. P. H.

VEL. DE DISEÑO 112 K.p.h.

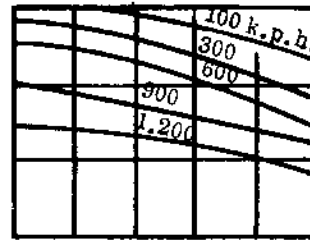


CARRETERAS EXISTENTES DE ALTA VELOCIDAD.

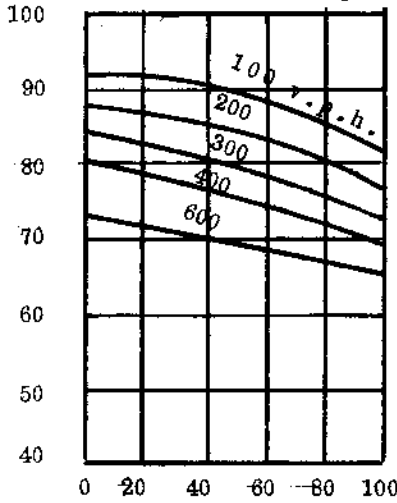
VEL. DE DISEÑO 96 K.p.h.



VEL. DE DISEÑO 80 K.p.h.

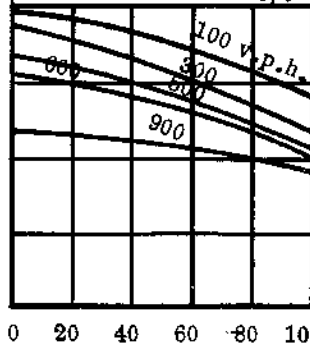


VEL. DE DISEÑO 96 K.p.h.

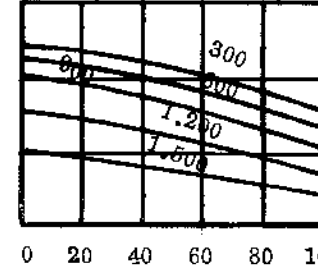


MAYORIA DE LAS CARRETERAS PRINCIPALES EXISTENTES.

VEL. DE DISEÑO 80 K.p.h.



VEL. DE DISEÑO 54 K.p.h.



Limitaciones a la visibilidad - Porcentaje de longitud total

Figura N° 18.- Velocidad promedio posible a diferentes volúmenes de tránsito para conductores que tratan de viajar a la velocidad de diseño, cuando la visibilidad en diversas partes de la vía es menor que la visibilidad de paso.

Las relaciones entre la velocidad de los camiones al pie de una cuesta, la pendiente de ella y la distancia cuesta arriba, se muestra en la figura 19, para camiones o unidades combinadas con motores de potencia liviana y en la figura 20 para camiones o unidades combinadas de potencia mediana que operaron en 1.941.

Los vehículos de potencia liviana tenían motores que desarrollaban una potencia de frenado de 93 caballos de fuerza en promedio; los vehículos de potencia mediana tenían motores que desarrollaban como término medio, una potencia de frenado de 106 caballos de fuerza. Los vehículos de alta potencia en operación en 1.941 tenían motores que desarrollaban, como término medio, una potencia de frenado de 115 caballos de fuerza. Al presente, los vehículos de potencia liviana desarrollaban más o menos la misma potencia de frenado que aquellos que eran considerados de potencia mediana en 1.941.

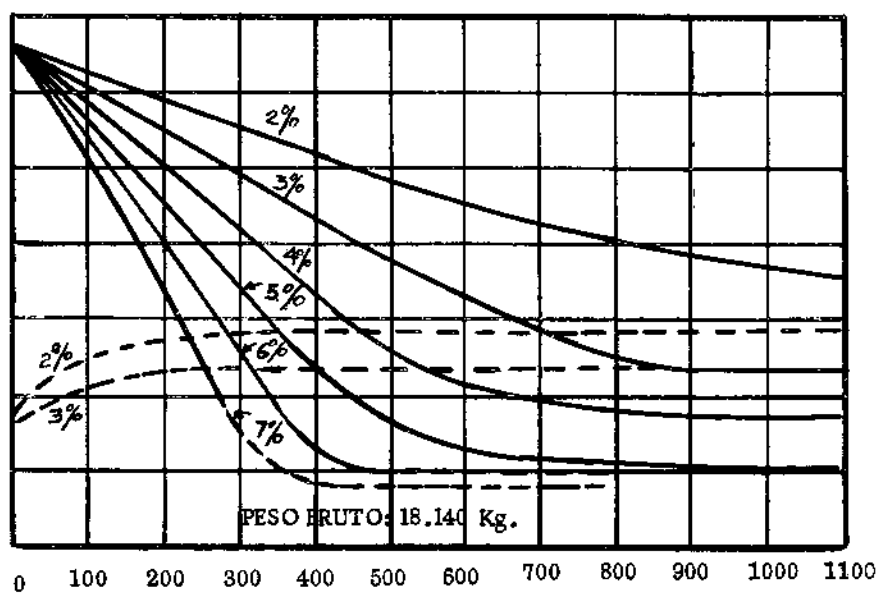
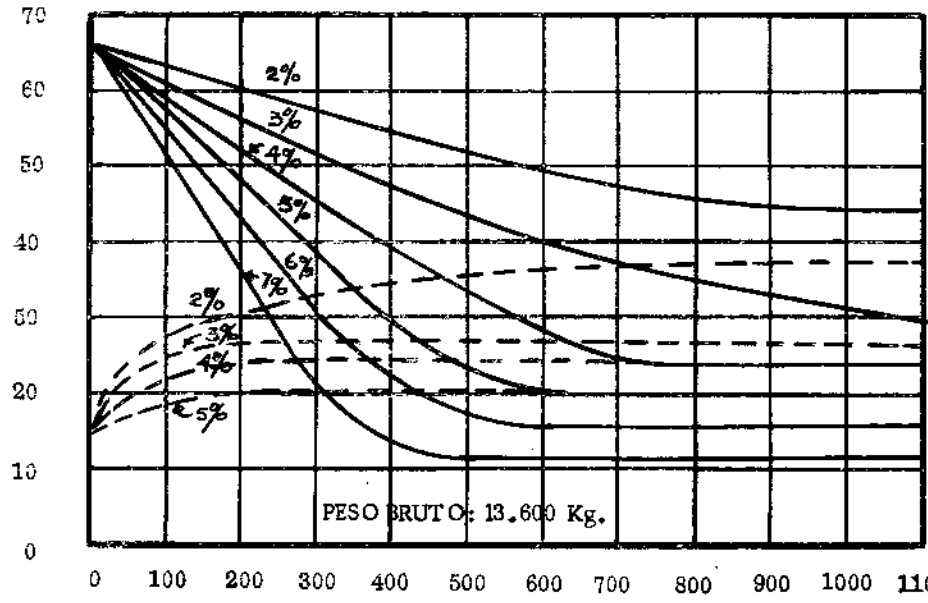
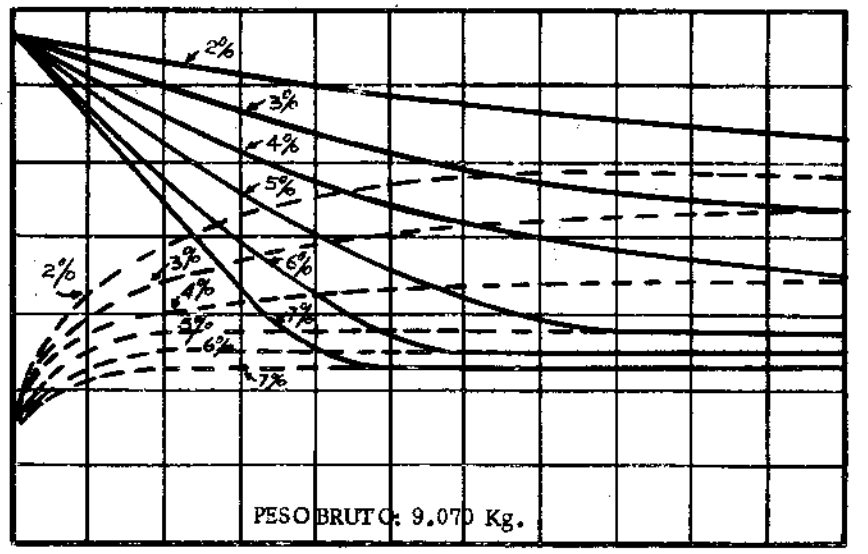
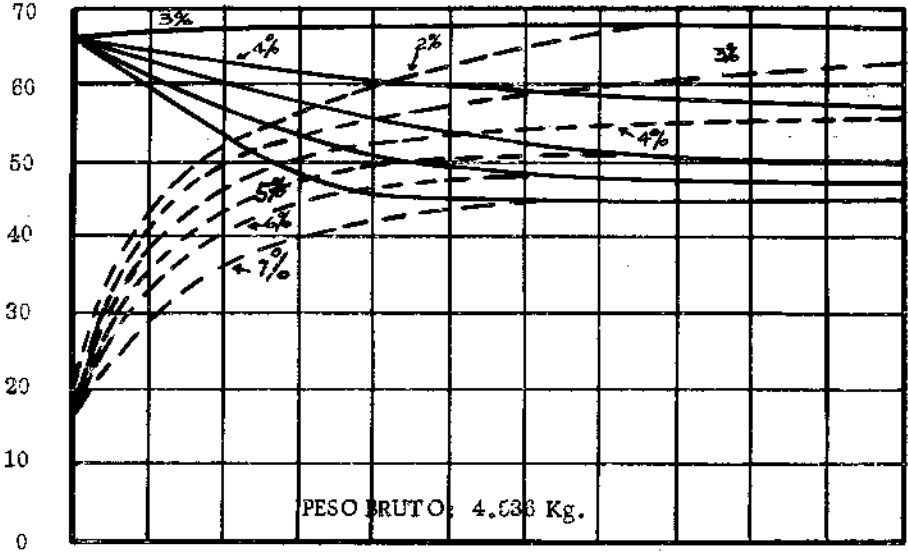
De estos datos, para la potencia y peso bruto de los vehículos representados, es posible determinar hasta que distancia puede viajar un vehículo en diversas pendientes de ascenso o en combinaciones de pendientes, antes de que la máxima velocidad sostenida llegue a cualquier valor establecido, comenzando el ascenso a cualquier velocidad entre los 14 y 65 k.p.h. Las curvas sólidas en las figuras 19 y 20 indican el rendimiento que puede esperarse cuando la velocidad inicial es mayor que la velocidad sostenida o "crawl"

TABLA 11.- EFECTO DE LIMITACIONES A LA VISIBILIDAD DE PASO SOBRE LAS CAPACIDADES PRACTICAS DE VIAS DE DOS CANALES CUANDO ESTAN SIEMPRE PRESENTES VISIBILIDADES DE FRENADO ADECUADAS.

Porcentaje de longitud total de vía en el cual la visibilidad está limitada a menos de 460 m.	Capacidad práctica en vehículos de pasajeros	
	Para velocidad de operación de 72 a 80 k.p.h.	Para velocidades de operación de 80 a 88 k.p.h.
0	900	600
20	860	560
40	800	500
60	720	420
80	620	300
100	500	160

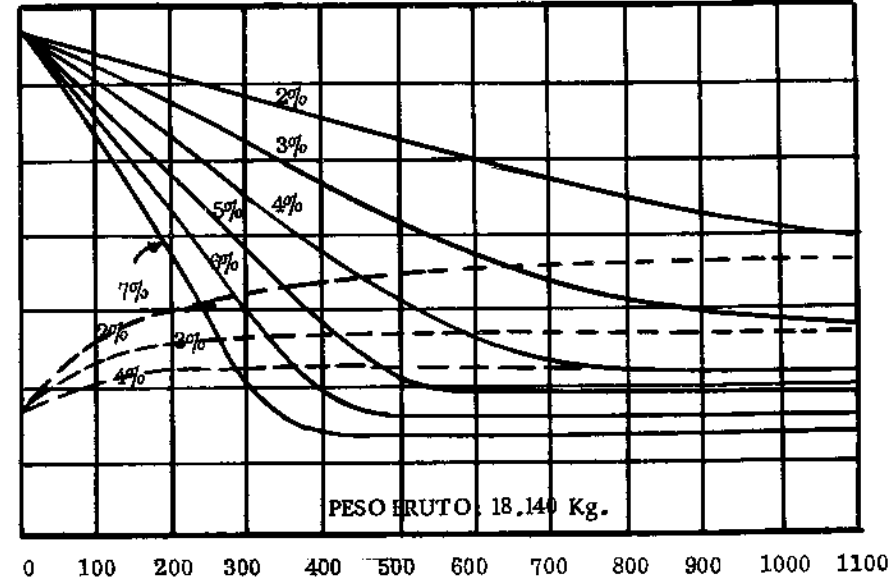
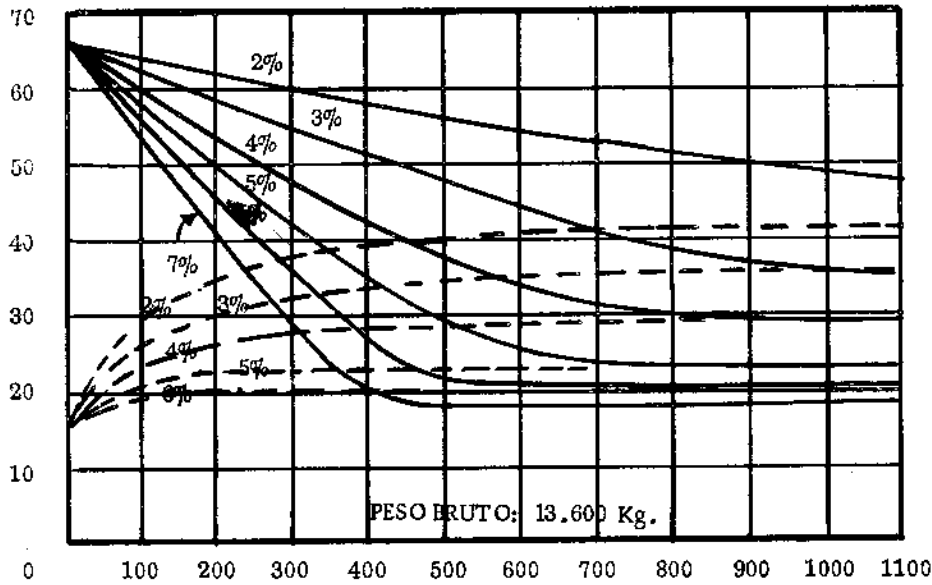
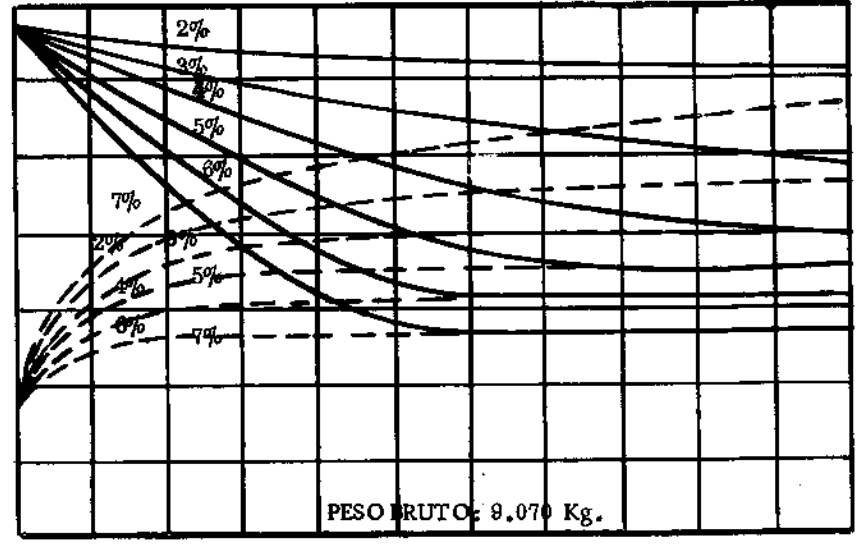
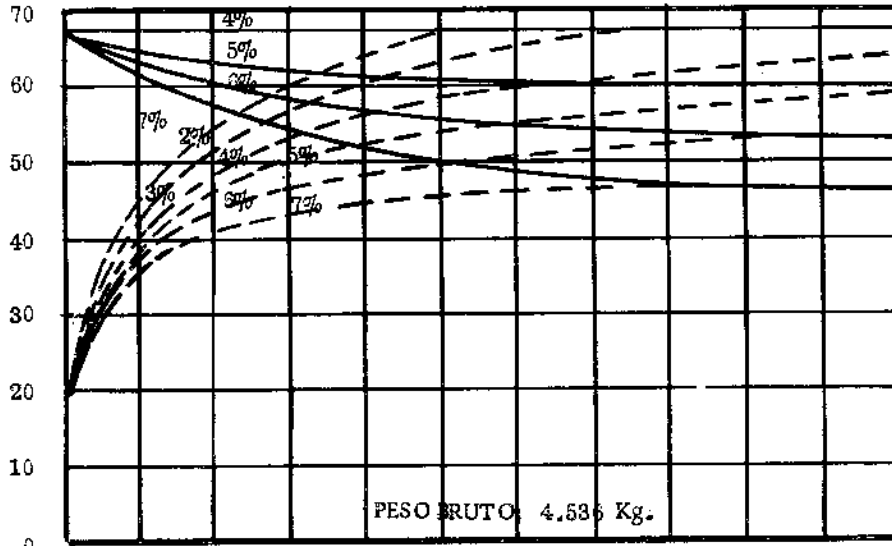
posible. Las líneas quebradas comenzando a 14 k.p.h. indican el rendimiento que puede esperarse cuando se alcanza la cuesta a la velocidad "crawl".

La tabla 12, muestra la distancia que camiones de potencia liviana con cargas brutas de 13.600 Kg. y camiones de potencia mediana con cargas brutas de 18.140 Kg. pueden alcanzar en diferentes pendientes de ascenso antes que sus velocidades se reduzcan a 48 k.p.h. asumiendo que entren en la pendiente a 64 k.p.h. Nótese que la longitud de la pendiente que reduce la velocidad



DISTANCIA CUESTA ARRIBA - METROS

FIGURA N° 19.- EFECTO DE LA LONGITUD DE LA PENDIENTE SOBRE LA VELOCIDAD DE CAMIONES O UNIDADES COMBINADAS CON MOTORES DE POTENCIA LIVIANA.



DISTANCIA CUESTA ARRIBA - METROS

FIGURA N° 20.- EFECTO DE LA LONGITUD DE LA PENDIENTE SOBRE LA VELOCIDAD DE CAMIONES O UNIDADES COMBINADAS CON MOTORES DE POTENCIA MEDIANA.

a 48 k.p.h. es aproximadamente la misma para camiones de potencia liviana y mediana. Pendientes más largas que las mostradas en la tabla 12, tendrían por lo tanto un cierto efecto sobre la capacidad posible de una vía, ya que reducen la velocidad de los

Pendiente	Distancia desde el comienzo de la pendiente.	Ascenso vertical desde el comienzo de la pendiente.
Camiones de potencia liviana con carga bruta de 13.600 Kg.		
Porcentaje	Metros	Metros
2	609.60	12.20
3	332.25	10.05
4	231.65	9.15
5	163.75	8.85
6	126.55	8.55
7	121.90	8.55
8	99.05	7.90
Camiones de potencia mediana con carga bruta de 18.140 Kg.		
2	542.55	11.00
3	315.45	9.45
4	225.55	9.15
5	167.65	8.55
6	137.15	8.25
7	118.85	8.25
8	97.55	7.90

- (1) Asumiendo una velocidad de aproximación de 64 K.P.H. Mal alineamiento, puentes débiles o anaqueos u otras condiciones que originen riesgos al comienzo de la pendiente, harán insegura es la velocidad de aproximación.

camiones, lo cual ocurre con bastante frecuencia a velocidades menores de 48 k.p.h. que es la velocidad óptima para la capacidad máxima.

Si por el momento descartamos el efecto que tienen las pendientes al ocasionar limitaciones a la visibilidad, el efecto de un vehículo comercial sobre la capacidad de la vía en términos de vehículos de pasajeros, es el mostrado en la tabla 13. Obviamente habría un efecto adicional debido a la limitación de la visibilidad en la pendiente, lo cual impediría la ejecución de maniobras de paso con la misma facilidad que en un tramo a nivel.

Por lo tanto, el efecto debido a limitaciones de la visibilidad, indicado en la tabla 11, debe ser añadido al efecto indicado en la tabla 13. Para ilustrar el efecto total que un vehículo comercial tiene sobre la capacidad de vías en términos de vehículos de pasajeros incluyendo el efecto de un alineamiento imperfecto, ha sido

TABLA 13.- EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES Y DE LAS PENDIENTES SOBRE LA CAPACIDAD DE UNA VIA DE DOS CANALES CON CORRIENTE ININTERRUMPIDA DE TRANSITO CUANDO LA PENDIENTE NO OCASIONA UNA LIMITACION A LA VISIBILIDAD DE PASO.

Longitud de la pendiente (K m.)	Equivalencia de un vehículo comercial de doble rueda, en términos de vehículos de pasajeros, en una pendiente con promedio de:				
	3%	4%	5%	6%	7%
0.16	3.8	4.1	4.2	4.2	4.4
0.32	4.1	4.3	4.5	4.7	5.1
0.64	4.3	4.6	4.9	5.3	5.5
0.96	4.4	4.8	5.2	5.8	6.5
1.28	4.6	5.1	5.7	6.4	7.1
1.60	4.6	5.2	6.0	6.7	7.4
2.40	4.8	5.6	6.3	7.0	7.7
3.20	5.0	5.8	6.5	7.2	8.0
4.80	5.0	6.0	6.6	7.3	8.3
6.40	5.1	6.0	6.7	7.4	8.3
8.00	5.1	6.0	6.7	7.6	8.3
9.60	5.1	6.0	6.8	7.6	8.3

TABLA 14.- EFECTO DE LOS VEHICULOS COMERCIALES Y DE LAS PENDIENTES SOBRE LA CAPACIDAD DE VIAS DE DOS CANALES CON CORRIENTE ININTERRUMPIDA DE TRANSITO Y UNA VISIBILIDAD DE PASO LIMITADA A 460 MTS. AL FRENTE DE LA PENDIENTE Y UN ALINEAMIENTO TÍPICO EN CUALQUIER OTRA PARTE DE LA PENDIENTE.

	Equivalencia de un vehículo comercial de doble rueda en términos de vehículos de pasajeros en una pendiente con promedio de:				
	3%	4%	5%	6%	7%
Porcentaje de vía con visibilidad limitada (asumido como típica)	30	40	50	60	70
Capacidad de una vía con visibilidad limitada, como porcentaje de la capacidad sin limitaciones	87	81	75	69	62
Longitud de la pendiente en kilómetros.					
0.16	5.8	7.1	8.6	10.2	12.5
0.32	6.0	7.4	9.0	10.9	13.6
0.64	6.3	7.8	9.6	11.6	14.6
0.96	6.5	8.2	10.1	12.5	16.1
1.28	6.6	8.5	10.6	13.0	16.8
1.60	6.7	8.7	11.0	13.5	17.4
2.40	6.9	9.0	11.5	14.1	18.2
3.20	7.0	9.3	11.9	14.5	18.4
4.80	7.1	9.4	12.0	14.7	19.9
6.40	7.1	9.4	12.1	14.7	19.1
8.00	7.2	9.5	12.1	14.8	19.1
9.60	7.3	9.6	12.1	14.9	19.1

preparada la tabla 14, asumiendo que el porcentaje de visibilidad limitada aumenta desde un 30% en una pendiente de 3% hasta un 70% en una pendiente de 7%. Para determinadas condiciones, estos porcentajes deberían ser modificados para corresponder a las condiciones efectivas.

Los datos indicados en la tabla 14 pueden ser aplicados a

TABLA 15.- Efecto de la pendiente en el tipo de carretera requerida cuando el tránsito incluye un 10% de vehículos comerciales con doble rueda en el eje trasero.

	Volumen de tránsito.	Longitud de la pendiente.	Tipo de vía requerido para proveer condiciones de operación satisfactorias para vehículos de pasajeros (1) (2)			
			VIA DE DOS CANALES	VIA DE DOS CANALES, con canal de acceso para camiones	VIAS DE CUA	TRO CANALES
%	Vehículos por hora	Metros.				
0	800 o menos más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		Cualquiera	---	---	X	
3	550 o menos de 551 a 800 de 551 a 800 más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		335 m. o menos	X	---	---	
		más de 335 m. Cualquiera	---	X	---	X
4	500 o menos de 501 a 800 más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		244 m. o menos	X	---	---	
		más de 244 m. Cualquiera	---	X	---	X
5	400 o menos 401 a 800 más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		184 m. o menos	X	---	---	
		más de 184 m. Cualquiera	---	X	---	X
6	350 o menos de 351 a 400 de 401 a 800 más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		1,222 m. o menos	X	---	---	
		más de 153 m.	---	X	---	---
		menos de 153 m.	X	---	---	---
		153 a 1,222 m. más de 1,222 m. Cualquiera	---	X	---	X
7	300 o menos de 301 a 350 de 351 a 800 más de 800 (3)	Cualquiera	X	---	---	---
		1,222 m. o menos	X	---	---	
		más de 1,222 m.	---	---	---	---
		menos de 1,222 m.	---	---	---	---
		más de 1,222 m. Cualquiera	---	---	---	X
						X

(1) Aquí se consideran las condiciones de operación satisfactorias para vehículos de pasajeros como el equivalente de una capacidad de 800 v.p.h. en tramos a nivel de una vía de dos canales.

(2) Esta tabla se basa en la suposición o hipótesis de que una vía de tres canales en la cual el tránsito en ambas direcciones tiene igual derecho en el canal central, no tiene cabida en el diseño de vías modernas. También, cuando el volumen de tránsito utilizado con fines de diseño (que ocupa el 30° lugar).

un número grande de problemas: por ejemplo, la tabla 15, indica la relación de longitud y variación de la pendiente y del volumen de tránsito al tipo de vía requerido para proveer condiciones satisfactorias de operación equivalentes a las condiciones imperantes en una vía recta a nivel con 800 v.p.h. incluyendo un 10% de vehículos comerciales.

CAPACIDADES EXPRESADAS
COMO PROMEDIO ANUAL DE
VOLUMENES DE TRANSITO
DIARIO.

La relación entre las cifras
máximas de flujo de tránsito
horario y el promedio anual

de los volúmenes de tránsito diario, es el tema que se trata en la octava parte de este texto.

Allí se describe un método para convertir los máximos volúmenes por hora en promedio de volúmenes diarios. Se indica que si el promedio de tránsito diario es conocido, el volumen por hora en períodos máximos puede calcularse aplicando ciertos factores conocidos. Recíprocamente, la capacidad por hora de una vía puede convertirse en promedio anual de volumen de tránsito diario aplicando el recíproco del factor. Para la mayoría de las vías rurales el factor en referencia oscila entre 15 y 16%, con un

en el volumen de tránsito horario más alto del año) excede de 800 v.p.h. se requiere una vía de cuatro canales dividida para cualquier pendiente o alineamiento. Si la visibilidad está limitada a menos de 460 m. en otros tramos distintos del de la pendiente considerada, puede ser necesario un canal adicional para camiones o una carretera dividida de cuatro canales para volúmenes menores que los considerados en la tabla.

(3) Si el volumen es suficientemente alto, puede ser necesario un canal de ascenso para camiones en una vía de cuatro canales o una vía múltiple de más de cuatro canales.

valor típico de 15,6%. Por lo tanto, en una vía rural de dos canales en condiciones ideales, el promedio de volumen diario que corresponde a la capacidad práctica de 900 v.p.h. es de 900.

0.156 5.750v.p.d. Este es un valor promedio y por consiguiente variará con la localidad. Como tema de interés la tabla 16 ha sido preparada con el propósito de mostrar el promedio anual de volúmenes de tránsito diario que corresponde a las capacidades prácticas de diversos tipos de vías, utilizando el factor 15,6%.

Es obvio que volúmenes de tránsito de la magnitud mostrada en la tabla 16, raras veces se logran sin exceder la capacidad práctica debido a que las normas de alto diseño sobre las cuales se basan, sólo en muy raros casos se justifican económicamente. En particular es cierto esto en vías de dos canales, cuyas capacidades son muy sensibles a limitaciones de la visibilidad.

En terreno ondulado el alineamiento puede llegar a ser tal, que ocasione una reducción hasta de 50% o más en el promedio de volúmenes diarios para vías de dos canales, como se indica en la tabla 16. Para una vía determinada, el cómputo de los diversos factores que afectan la capacidad debe preceder al cómputo de un valor razonable para el promedio anual de volumen de tránsito diario.

**APLICACION DE LA INFORMACION
SOBRE CAPACIDAD A PROBLEMAS
ESPECIFICOS.**

Los ejemplos que se exponen a continua -

ción indican la aplicación correcta de los datos contenidos en este capítulo a determinadas condiciones. En cada ejemplo, primero se plantea el problema y luego se desarrolla la solución en tres etapas sucesivas: a) se determina la capacidad de la vía en condiciones ideales, b) se obtienen de las tablas los factores de

TABLA 16.

PROMEDIO ANUAL DE VOLUMENES DE TRANSITO DIARIOS CORRESPONDIENTES A LAS CAPACIDADES PRACTICAS DIFERENTES TIPOS DE VIAS, BASADO EN LA RELACION ENTRE EL TRIGESIMO VOLUMEN HORARIO MAS ALTO Y EL PROMEDIO ANUAL DE VOLUMEN DE TRANSITO DIARIO (1).

Tipo de Tránsito		Promedio anual de volúmenes de tránsito diario en					
Porcentaje de vehículos de pasajeros.	Porcentaje de vehículos comerciales.	Vías rurales de dos canales.		Vías rurales de cuatro canales.		Vías expresas urbanas de cuatro canales (2).	
		Terreno nivelado	Terreno ondulado	Terreno nivelado	Terreno ondulado	Terreno nivelado	Terreno ondulado
100	0	5.750	5.750	19.250	19.250	37.500	37.500
90	10	5.200	4.450	17.500	14.800	34.000	29.000
80	20	4.800	3.600	16.050	12.000	31.000	23.500

(1) Exceptuando la presencia de vehículos comerciales, se asume que las condiciones de tránsito y de la vía se aproximan a las ideales, incluyendo canales de tránsito de 3.65 m., alineamientos rectos y corriente ininterrumpida del tránsito.

(2) Se asume que las dos terceras partes del tránsito total viajan en la dirección de tránsito más denso durante la hora máxima.

ajuste para las condiciones existentes y c) se aplican estos factores a capacidades en condiciones ideales.

EJEMPLO No. 1.- Cuál es la capacidad posible de una vía del Holland Tunnel durante los períodos en que el 10% del tránsito está constituido por vehículos comerciales? La vía tiene 6.10 m. de ancho entre brocales, un espacio libre de 30.5 cm. a cada lado de las paredes y una pendiente de 4%.

Solución.- Para condiciones ideales: capacidad posible: $2 \times 2.000 = 4.000$ vehículos de pasajeros.

<u>Ajustes:</u>	Factor
Ancho de la superficie y espacios libres laterales (1) ...	0.80
Vehículos comerciales (2).....	0.77
Factor combinado (0.80×0.77):.....	0.616

Aplicación del factor:

Capacidad posible: $4.000 \times 0.616 = 2.464$ vehículos por hora.

EJEMPLO No. 2.- Cuál es la capacidad posible y la práctica por hora de una vía de dos canales con una superficie de 6.10 m. de ancho y obstrucciones frecuentes dentro de 1.22 m. a ambos lados del borde del pavimento, situada en terreno ondulado donde el 10% del máximo tránsito horario está constituido por vehículos comerciales y la visibilidad está limitada a menos de 460 m. sobre más del 60% de su longitud?

Solución.-

Para condiciones ideales:

Capacidad posible: 2.000 vehículos de pasajeros por hora.

Capacidad práctica: 900 vehículos de pasajeros por hora, para proveer una velocidad de operación de 72 a 80 k.p.h.

<u>Ajustes:</u>	Factor de capacidad posible.	Factor de capacidad pract.
Ancho del pavimento y espacios libres laterales (1).....	0.76	0.71
Vehículos comerciales....(2).....	0.67	0.67
Alineamiento.....(3).....	1.00	0.80
Factor combinado.....(4).....	0.509	0.381

Aplicación de factores:

Capacidad posible: $2.000 \times 0.509 = 1.018$ v.p.h.

Capacidad práctica: $900 \times 0.381 = 343$ v.p.h.

- (1) Factores obtenidos de la tabla 8.
- (2) Factores obtenidos de la tabla 9, luego corregido por el efecto aumentado de vehículos comerciales en vías de dos canales.
- (3) Factores obtenidos de la tabla 11 (Capacidad práctica 720: 900).
- (4) El factor combinado, en cada caso, es el producto de los factores correspondientes.

EJEMPLO No. 3.- ¿Cuál es la capacidad posible y la práctica de la vía superior del puente "San Francisco Oakland Bay", el cual es utilizado únicamente por automóviles de pasajeros y tiene tres canales de 2.90 m. cada uno, para el tránsito que viaja en cada dirección? La vía no está dividida y tiene brocales altos.

Solución.-

Para condiciones ideales:

Capacidad posible: 2.000 vehículos de pasajeros por canal.

Capacidad práctica: 1.500 vehículos de pasajeros por canal para una velocidad de operación de 56 a 64 k.p.h.

Ajustes: solamente se necesitan para los anchos de canal y los espacios libres laterales.

	Espacios libres en metros		Factor (1)
	derecha	izquierda	
Canal 1.....	0.	0.46	0.74
Canal 2.....	0.46	0.46	0.78
Canal 3.....	0.46	0.46	0.78

Aplicación de los factores: Capacidad posible Capacidad práctica

Canal 1.....	1.480	1.110
Canal 2.....	1.560	1.170
Canal 3.....	1.560	1.170
Total de v.p.h.	4.600	3.450

(1) Para obtener el factor para el canal 1, búsquese un factor promedio en la tabla 8, interpolando entre los valores de 0 mts. en ambos lados. Luego interpólese estos factores promedios para canales de 2.75 y 3.05 mts.

PARTE V.- CONTROL DE INTERSECCIONES A NIVEL.

INTRODUCCION. En el Capítulo anterior se demostró que rara vez se alcanza la capacidad básica de cualquier clase de vía, debido al efecto de un gran número de factores variables que tienden a actuar como retardadores de los movimientos libres de los vehículos. Estos factores variables fueron enumerados y en algunos casos se ha determinado la medida de su efecto. Uno de los elementos más importantes que limita la capacidad de cualquier vía, especialmente la de las calles de una ciudad, es la intersección a nivel. En razón de las múltiples variaciones en el diseño de intersecciones y de la multiplicidad de impedimentos que usualmente son inherentes al tránsito en la ciudad, la capacidad de las intersecciones es tratada aquí como tema separado.

El "Highway Capacity Committee" encontró que muy poco material se había publicado a este respecto, de tal manera que fué necesario llevar a cabo una investigación antes de poder acopiar datos satisfactorios. Además de los datos recopilados por los miembros del Comité, la mayoría de los departamentos de vías de la Nación y funcionarios oficiales de muchas ciudades suministraron abundante material a solicitud del Bureau of Public Roads. Algunas ciudades, inclusive Chicago, Philadelphia, Milwaukee y Washington, encomendaron a varios ciudadanos la tarea de obtener información en una escala que nunca antes se había intentado. El análisis representa las condiciones referentes a cientos de intersecciones estudiadas y

muchos meses de paciente labor por parte del Bureau of Public Roads. Por supuesto que habrá detalles adicionales y mejoras a este informe que podrían editarse como suplementos a medida que se hagan análisis posteriores o al tener disponibles mayores datos para condiciones específicas. Sin embargo, es remota la posibilidad de que los datos obtenidos dentro de un período de tiempo razonable cambien materialmente los ~~resultados~~ registrados hasta el presente.

Hay ciertos factores que ejercen influencia sobre las capacidades de las intersecciones, sobre los cuales no hay datos disponibles. Entre éstos, es particularmente sorprendente el extremo hasta el cual influyen las características del medio ambiente y de operación (que varían ampliamente según las diversas ubicaciones) sobre el número de vehículos que puede pasar a través de una intersección en un período de tiempo. El reglamento del tránsito local, el grado de imposición, la educación y adiestramiento de los conductores, figuran entre los elementos que constituyen estas condiciones de medio ambiente que no pueden ser evaluadas con el material disponible. El promedio de su efecto, sin embargo, si está incluido.

El número de observaciones utilizables para algunas de las condiciones cubiertas es menor de lo que sería deseable, pero en todos los casos los resultados se han basado en número de informaciones mucho mayor del que ha habido disponible hasta la fecha.

UNIDADES PARA EXPRESAR LA
CAPACIDAD DE UNA INTERSEC-
CION CON SEMAFOROS.

La práctica ordinaria al ex-
presar la capacidad de una in-

tersección varía considerablemente entre los individuos, y esto se debe en parte a las controversias sobre las cantidades de vehículos que pueden transitar por una intersección en una hora. Es importante que el lector comprenda las unidades de medida utilizadas en este informe, ya que de otra manera los resultados se prestan a mala interpretación.

Básicamente, una intersección consiste de un área de intersección y un número de tramos o calzadas sobre los cuales los vehículos se aproximan o abandonan el área de intersección. Los semáforos limitan el número de vías de entrada en las cuales los vehículos pueden moverse a la vez, mientras que el uso de canales de salida generalmente no es restringido por el semáforo. En algunos sitios donde no todos los tramos son del mismo ancho o donde el tránsito se acumula hacia atrás desde una intersección adyacente, la capacidad de la intersección puede depender de la capacidad de las vías de salida. Pero generalmente la capacidad de las vías de entrada controla la capacidad de la intersección. También sucede raras veces que todas las vías de entrada estén sobrecargadas hasta sus capacidades totales simultáneamente. El máximo volumen total desde todas las vías de entrada podría concebirse que ocurriera cuando ninguna de las vías de entrada estuviera congestionada. Por

lo tanto, es apropiado pensar en la capacidad de la intersección en términos de la capacidad de cada una de las vías de entrada.

El número de vehículos que puede entrar en una intersección depende de un gran número de factores, algunos de los cuales son variables mientras que otros son fijos o semifijos. Las meras cantidades de vehículos son de poco valor a menos que vengan acompañadas de suficiente información como para permitir su evaluación en consideración a estos factores. Como requisito mínimo, una unidad de tiempo y una unidad de ancho de vía son esenciales. Estas dos unidades, junto con el número de vehículos, pueden ser incorporadas en una expresión de la intensidad de la corriente relativa al tiempo y al ancho de la calle. Aquella porción de tiempo que ocupa la indicación de la señal roja o PARE no tiene valor utilitario en lo que se refiere al tránsito que mantiene detenido. Esta porción fija de tiempo la pierde dicho tránsito, lo que constituye una rata de corriente de tránsito igual a cero. Por consiguiente, al calcular las ratas de corriente solamente se utiliza el tiempo durante el cual la señal está verde (la señal de SIGA), y el intervalo de luz verde es la unidad en que se expresa.

Aplicando la fracción de tiempo total en que el semáforo permanece verde en un movimiento determinado a una rata conocida de corriente, en términos de vehículos por hora de luz verde, se puede calcular el número de vehículos que puede entrar en la in-

tersección desde aquella vía de entrada durante una hora de tiempo total transcurrido. Al aplicar los valores de capacidad que se indican más adelante en este informe, conviene que el lector tenga la precaución de no agregar el tiempo en luz amarilla o cualquier porción de éste al tiempo en luz verde al calcular el porcentaje del ciclo total de semáforo durante el cual el tránsito en un brazo de entrada de la intersección está en libertad de movimiento. Esto produciría resultados erróneos puesto que los vehículos que entraron durante el período de luz amarilla han sido combinados con los que entraron durante el período de luz verde para obtener las ratas horarias indicadas en este informe.

La unidad básica de anchura utilizada al expresar la capacidad de vías es el canal de tránsito. Cuando se comenzó el análisis de los datos de intersección, también se creyó que el número de canales sería un factor de control muy importante, y que las calles de ciertos anchos que hicieran posible un número parejo de canales de 2.75 y 3.35 m. serían más eficaces que aquellas algo más angostas o más anchas. Por ejemplo, se creyó que una calle con un ancho hábil de 6.10 m. entre brocales para un canal en cada dirección, o sea un ancho hábil de 12.20 m. para dos canales en cada dirección sería mucho más eficaz por metro de ancho que por ejemplo, una calle de 8.25 m. de ancho para flujo de tránsito en dos direcciones. Pero un análisis tentativo reveló que la capacidad de la

intersección varía casi en relación directa con el ancho de la vía de entrada medida desde la línea del brocal, y que los resultados para condiciones de tránsito comparables fueron más consistentes cuando se basaron sobre la capacidad por metro de ancho que sobre la capacidad por canal de tránsito.

Por ejemplo, una calle de 19.60 m. tenía la misma capacidad por metro de ancho si estaba rayada para ocho o seis canales, mientras que la capacidad por canal era mayor para los seis canales más anchos que para los ocho más angostos. Con los canales más anchos, los vehículos en el mismo canal viajan más juntos y menos vehículos interfieren con las líneas del canal que cuando los canales son angostos.

La unidad básica "vehículo por 30.5 cm. de ancho" es, empero, algo irreal y comprende cifras de tránsito muy bajas. Por lo tanto se ha adoptado el ancho de 3.05 m. la cual se aproxima al ancho de un canal de definición usual, como la unidad de medida más conveniente. Pero hay que tener presente que el ancho de aproximación que utiliza el tránsito al entrar en una intersección, desde una dirección en una calle de doble vía, normalmente es la mitad del ancho total de la calle, a menos que hayan zonas de seguridad o islas.

Resumiendo brevemente lo que antecede, la capacidad de las intersecciones con señales de tránsito se expresa en términos

de vehículos por 3.05 m. de ancho por intervalo de luz verde.

CLASIFICACION DE LA CAPACIDAD. Los problemas que se suscitan en el movimiento del tránsito a través de intersecciones a nivel varían en complejidad ya que son muy diferentes las características de las que se encuentran en áreas rurales, donde la única interferencia al tránsito es originada por el movimiento cruzado de los vehículos, que aquellas que se confrontan en áreas urbanas donde hay peatones, vehículos que entran y salen de la corriente de tránsito en las vías de entrada y de salida, y autobuses que se detienen a dejar o recoger pasajeros.

CAPACIDAD BASICA. Con un poco de imaginación es posible hacerse la idea de que en una intersección rural, si el tránsito cruzado es controlado adecuadamente por un semáforo, la carga de la interferencia es transferida a dicha señal. La condición existente entonces es comparable a la de una instalación de semáforos en un área aislada sin movimiento cruzado, cuya única interferencia es aquella que resulta de la interrupción periódica del tránsito cuando el semáforo cambia a rojo para el tránsito en la carretera. Este es el tipo de intersección donde se puede uno dar cuenta de la capacidad básica, y como tal, merece una breve consideración para descubrir como se desenvuelve el tránsito en esta última rata de flujo.

En la parte IV de este informe se indicó que la capacidad

básica de un canal de tránsito de 3.65 m. en una vía de canales múltiples es de 2.000 vehículos de pasajeros por hora. Podría parecer que la capacidad básica de un canal de tránsito similar en una intersección con semáforos fuera de 2.000 v.p.h. de luz verde, ya que bajo condiciones ideales la señal de tránsito parecería que fuera el único impedimento, y que podría eliminarse el efecto perjudicial de la señal roja convirtiendo la rata de flujo de tránsito a vehículos por hora de intervalo de luz verde. Pero esta deducción no es enteramente correcta, porque una de las condiciones que deben prevalecer para este alto volumen imaginable es el movimiento de todos los vehículos a una velocidad uniforme alrededor de 48 k.p.h. Esta velocidad uniforme no se puede lograr si cualquier simple unidad de la corriente de tránsito es detenida por cualquier causa.

Con un volumen de tránsito bajo, muchos vehículos se acercarán a la intersección mientras el semáforo muestra luz verde y continuarán a una rata de velocidad razonablemente alta. Con volúmenes de tránsito mayores, la luz roja irá deteniendo un número de vehículos cada vez mayor. Sin tomar en cuenta el volumen de tránsito, algunos vehículos reducirán la velocidad al virar o debido a la presencia de peatones, afectando así toda la corriente de tránsito. Cuando el volumen se acerca a la capacidad posible de la intersección de modo que cada intervalo de luz verde sea utilizado en su totalidad, siempre habrá algunos vehículos esperando para entrar en

la intersección cuando la luz cambie a verde. Bajo esta condición un porcentaje relativamente alto de los vehículos que se aproximan a la intersección tendrá que detenerse, aún en una calle que tenga un sistema de semáforo sincronizado o progresivo.

Cuando la mayoría de los vehículos se detiene, la velocidad promedio a la cual estos pueden cruzar una intersección es de 16 a 24 k.p.h. Con el tránsito moviéndose a una velocidad de 19 k.p.h., la proporción más alta a la cual una sola fila de vehículos puede entrar en una intersección es de 1.500 vehículos de pasajeros por hora. Confirmando estas cifras, la experiencia ha demostrado que el espacio mínimo entre vehículos de pasajeros parados uno detrás del otro y que empiezan a moverse en un canal de 3.65 m. es de un promedio de 2.4 segundos. Los intervalos entre los primeros dos vehículos en fila por lo general son considerablemente mayores de 2.4 segundos, pero entre los sucesivos el intervalo disminuye progresivamente hasta que llega a un promedio mínimo de 2.1 segundos entre el quinto y sexto vehículo en fila.

Dentro de la variación de los vehículos que un ciclo de semáforo absorbe normalmente, 2.4 segundos es un intervalo promedio representativo. Este intervalo corresponde a una rata de 1.500 v.p.h. Por consiguiente la capacidad básica de una intersección aislada con señales de tránsito es de alrededor de 1.500 vehículos de pasajeros por hora de luz verde por canal de 3.65 m., o de 1.250

vehículos por canal de 3,05 m. de ancho por hora de luz verde. Esta cifra corresponde a las tasas más altas observadas en vehículos al pasar por un punto en una vía libre de la influencia de las intersecciones. También corresponde a las tasas obtenidas para cada movimiento a través de una intersección con señales donde hay semáforos y canales de tránsito separados para cada movimiento de tránsito, y pocos peatones, de modo que los movimientos permitidos no interfieren entre sí.

CAPACIDAD POSIBLE. La capacidad básica solamente se puede obtener bajo las condiciones ideales previamente descritas. No obstante hay varias causas de dilaciones menores, inherentes a cualquier corriente de tránsito, tales como motores apagados y conductores ineptos, que no pueden ser eliminados de ninguna manera práctica. Estas condiciones están incluidas en el concepto ideal al determinar la capacidad básica de la intersección.

Sin embargo, la capacidad básica no incluye ninguna reducción de capacidad ocasionada por las siguientes condiciones, que son los factores principales que tienden a reducir el flujo de tránsito en las intersecciones:

- 1.- Vehículos estacionados y los que están siendo estacionados o están saliendo de las zonas de estacionamiento.
- 2.- Movimientos de viraje.
- 3.- Los vehículos comerciales incluyendo los tranvías.

4.- Interferencias de los peatones.

5.- Inclemencia del tiempo.

Cuando la capacidad básica de una intersección es reducida por el efecto que cada uno de estos factores presentes tienen sobre el flujo del tránsito, se obtiene la capacidad posible de la intersección. La capacidad posible de una vía de acceso a la intersección es, por lo tanto, el máximo número de vehículos que realmente puede ser absorbido bajo las condiciones predominantes con una acumulación continua hacia atrás de vehículos que esperan.

CAPACIDAD PRACTICA. Cuando el volumen de tránsito en una vía de acceso a cualquier intersección es lo suficientemente alto para cargar la vía de acceso hasta su capacidad posible durante cada intervalo de semáforo por espacio de una hora, esto es, cuando siempre hay una acumulación hacia atrás de vehículos que esperan, habrá momentos en que la cola del tránsito que espera se hará extremadamente larga, dando por resultado dilaciones largas e intolerables para un gran número de conductores.

Esto se muestra gráficamente en la fig. 21, que indica la longitud de la acumulación, en términos de números de vehículos, que se registró en una vía de acceso a la intersección cargada hasta su capacidad posible. El tránsito que se aproximaba a la intersección desde una dirección tenía volumen suficiente para utilizar el período completo de luz verde durante cada ciclo de semáforo por

espacio de una hora entera. En este ejemplo particular algunos conductores tuvieron que esperar durante 6 ciclos de semáforos antes de llegar y pasar por la intersección. Tales demoras prolongadas son intolerables y el volumen de tránsito en el cual ocurren seguramente que no puede considerarse práctico. No obstante, debido a la corta variación normal en el flujo del tránsito en vías de acceso o calles, esta es la condición típica que tiene que ocurrir y en realidad ocurre en una intersección cuando cada intervalo de luz verde de un semáforo a tiempo fijo es utilizado en su totalidad por espacio de una hora entera.

La capacidad práctica de una vía de entrada a una intersección es el volumen máximo que puede entrar en la intersección desde dicha vía de entrada por espacio de una hora, cuando la mayoría de los conductores pueden salir de la intersección sin esperar más tiempo que la duración de un ciclo de semáforo completo.

Con la variación corta normal de flujo de tránsito, se ha determinado que las capacidades prácticas de intersecciones llegan aproximadamente al 80% de sus capacidades posibles. En otras palabras, en la mayoría de las intersecciones pocos vehículos se verán precisados a esperar por espacio de más de un ciclo de semáforo si el volumen de entrada por hora llega al 80% de la capacidad posible. La dilación comparativamente corta cuando el volumen de entrada equivale a un 80% de la capacidad posible se ilustra en la

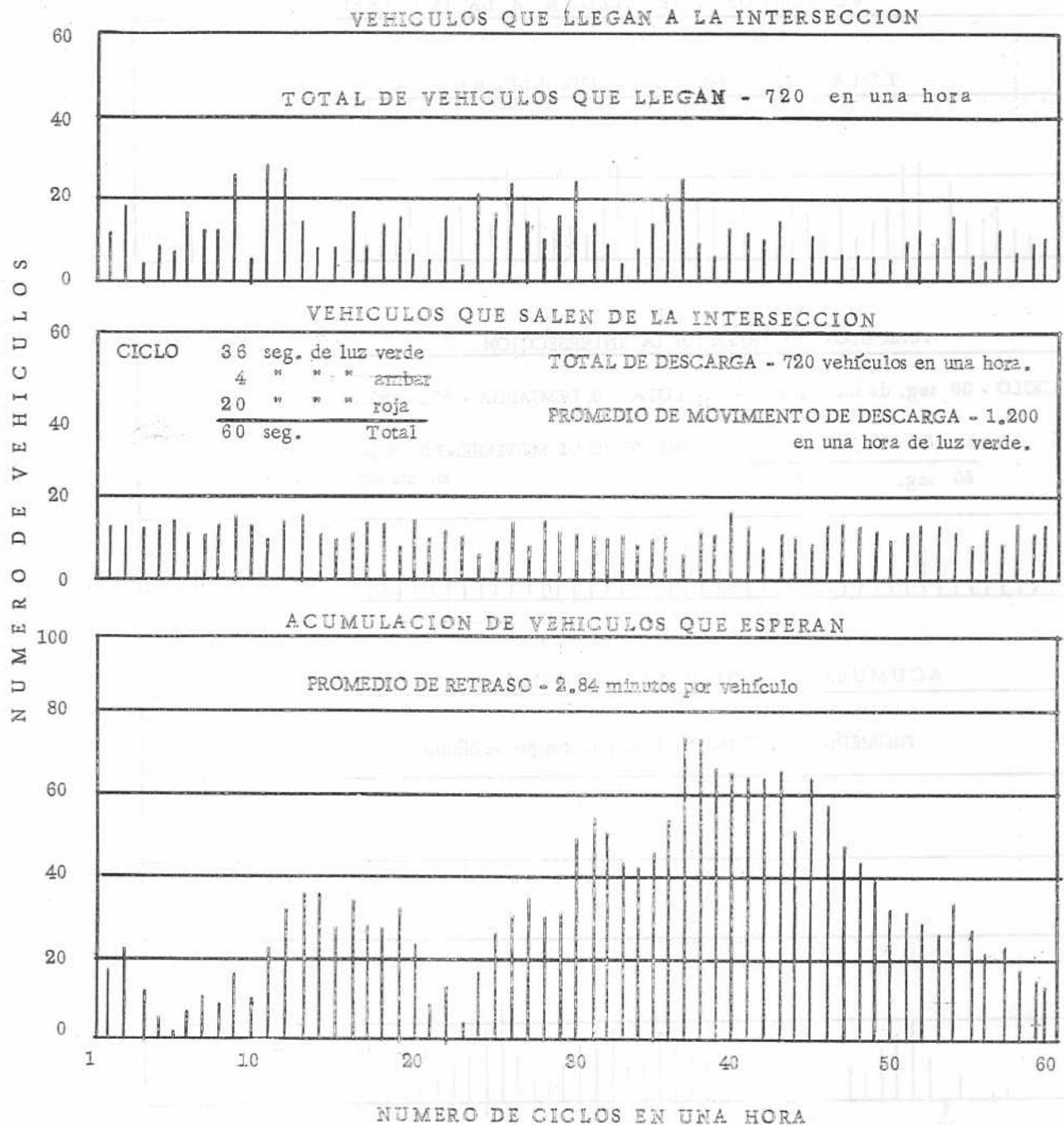


FIGURA N° 21.- Funcionamiento del tránsito en una intersección rural que opera a su capacidad posible.

N U M E R O D E V E H I C U L O S

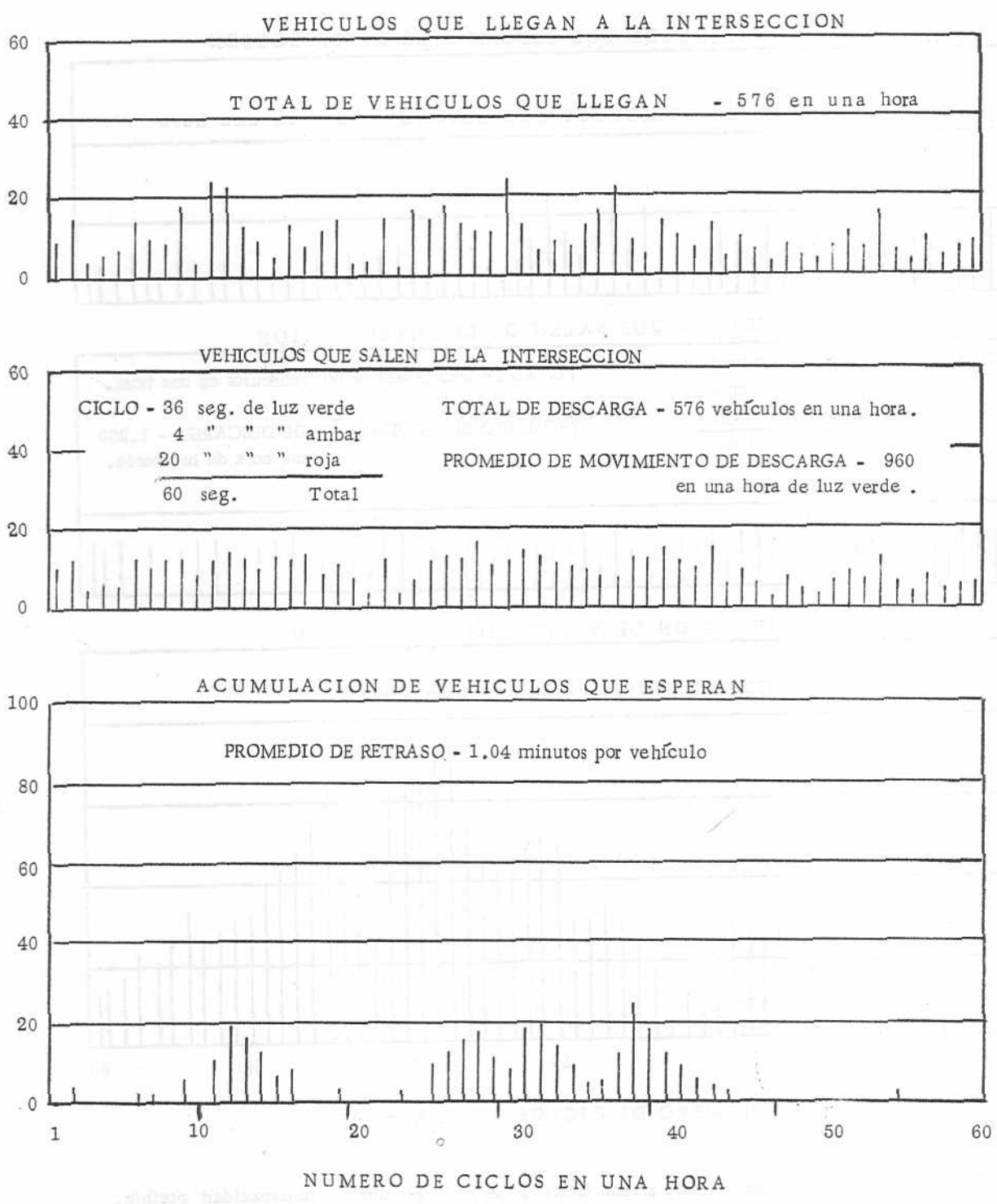


FIGURA N° 22.- Funcionamiento del tránsito en una intersección rural que opera a su capacidad práctica.-

fig. 22, en la cual el volumen de entrada equivale a un 80% del que muestra la fig. 21. Nótese que todos los intervalos de luz verde no fueron utilizados en su totalidad bajo las condiciones representadas en la fig. 22.

Muchos intentos de determinar las capacidades de intersección han sido basados en ratas obtenidas durante períodos de luz verde que fueron utilizados en su totalidad. Se han hecho otros intentos expandiendo la rata promedio obtenida durante los 5 o 10 períodos de luz verde, en una hora en que el mayor número de vehículos pasó por la intersección. El primer método no le presta ninguna atención a la corta variación normal del flujo de tránsito, mientras que el segundo deja de reconocer el efecto de los conductores ineptos y otra variedad de factores que siempre están presentes en cualquier corriente de tránsito y que no pueden ser eliminados. El resultado es que se calculan capacidades teóricas de intersección que son mucho más altas que aquellas que es posible obtener aún bajo las mejores condiciones predominantes.

Los resultados obtenidos por medio de cualquiera de estos dos métodos no se ajustan a la realidad, aunque se acercan a la capacidad básica de las intersecciones. Antes de que se pudieran obtener estos volúmenes extremadamente altos en la práctica, sería necesario eliminar aquellos factores que ocasionan cualquier reducción en el flujo de tránsito por debajo de las ratas obtenidas du

rante períodos cortos de flujo máximo. Entre estos factores están las fallas y apagadas del motor, las paradas para recoger pasajeros, y las trayectorias a distancias de separación mayores que aquellas que utiliza el grupo pequeño de conductores temerarios.

CLASIFICACION DE TI- POS DE INTERSECCION.

Cuando se exigió a los ingenieros de topos del país suministrar datos sobre volúmenes de intersecciones observados, que pudieran ser utilizados para determinar las capacidades de intersecciones, se les pidió remitir el conteo de tránsito más alto efectuado en cada una de ellas durante un período de una hora mientras se utilizaba en su totalidad la mayoría de los intervalos de luz verde para una vía de entrada por lo menos, y mientras un alto porcentaje de los conductores tenía que esperar por lo menos un ciclo completo de semáforo antes de entrar a la intersección. Por lo tanto es evidente que los datos en que están basados los resultados siguientes representan volúmenes que exceden de las capacidades prácticas. Sin embargo, no es probable que todos los datos representen las capacidades posibles con todos los intervalos de luz verde utilizados en su totalidad por espacio de una hora. Esta condición ocurre raras veces aún en las intersecciones más congestionadas. Por consiguiente la condición promedio representada queda ubicada dentro de las capacidades posibles y prácticas. De no ser cierto esto en lo que se refiere a datos obtenidos en las intersecciones más congestionadas de

todo el país, no habría problema de tránsito en las intersecciones rurales o urbanas.

Generalmente una hora es el período de tiempo más corto que se toma como medida en la práctica corriente del conteo de tránsito. De tal manera que las ratas por hora que se muestran como resultado de estas investigaciones incluyen las variaciones de corta duración que normalmente ocurren en el flujo del tránsito. Cuando se aplican los resultados a intersecciones donde hay fluctuaciones excepcionalmente altas de corta duración o donde el verdadero flujo de tránsito dura menos de una hora, como por ejemplo a la entrada o a la salida de una fábrica, las ratas de capacidad deben ser calculadas para una fracción de hora similar.

Es en extremo dificultoso aislar cada uno de los factores variables que reducen el flujo del tránsito en intersecciones con señales y determinar el grado hasta el cual cada uno de ellos ejerce influencia sobre la capacidad de las vías de entrada a las intersecciones de anchos diferentes. Con frecuencia resultan infructuosos los esfuerzos por segregar su efecto debido al hecho de que en muchos casos están estrechamente relacionados entre sí, como por ejemplo el número de virajes hacia la derecha y el número de peatones que cruza la calle intersectante. Aún en los casos en que se puedan segregar y evaluar los factores que afectan la capacidad, las diversas condiciones en que pueden ser aplicados más adelante varían tanto

de carácter que los cálculos de capacidad resultantes no deberían ser considerados sino aproximados.

Por ejemplo, en la discusión de los movimientos de viraje que aparece más adelante, se considera que cada 1% de los vehículos que viran hacia la izquierda reduce la capacidad de la vía de entrada en una intersección en 1%. A pesar de que este factor es correcto en la intersección que por sus condiciones es representativa del sistema, su aplicación sólo producirá resultados razonablemente exactos para todas las condiciones.

No deben esperarse resultados precisos de una aplicación amplia a intersecciones de varios anchos y que tengan diferentes tipos de tránsito, debido a muchas razones, entre las cuales están las siguientes:

- 1.- Si dos o más vehículos sucesivos se disponen a virar hacia la izquierda, el efecto por vehículo sobre la capacidad de la calle no es tan grande como si los vehículos viraran a intervalos más espaciados. Mientras mayor sea el número de vehículos que doblan hacia la izquierda, menor será el efecto por vehículo.
- 2.- El efecto de los vehículos que viran hacia la izquierda sobre la capacidad, se relaciona con el número de vehículos que viniendo en sentido contrario, siguen derecho o viran hacia la izquierda.
- 3.- Cada vehículo que vira hacia la izquierda atraviesa el paso de los peatones que se mueven con la luz verde y por lo tanto el efecto de un viraje hacia la izquierda depende hasta cierto punto del número de peatones.

- 4.- Un vehículo que está esperando para hacer un viraje hacia la izquierda, ocasiona una reducción de la capacidad relativamente mayor en una calle angosta que en una más ancha y otra que tenga una isla central amplia.

Es evidente que los factores de corrección que se necesitan para cubrir las combinaciones posibles de los cinco elementos enumerados en la discusión de la capacidad posible darían un número total considerable. En vez de intentar la aplicación de cada uno de estos diversos factores de corrección, es mucho más indicado agrupar las intersecciones en ciertas clases o categorías para las cuales se pueda determinar o aplicar con facilidad el efecto combinado de varios elementos que usualmente se presentan más o menos en la misma combinación. La capacidad de una intersección que no esté comprendida directamente dentro de una clase en particular puede ser determinada con un grado razonable de exactitud por interpolación.

Las condiciones variables según las cuales han sido clasificadas las intersecciones son las siguientes:

- 1.- Ancho de la calle: las diversas variaciones del ancho de la calle dentro de la capacidad por 3.05 m. de ancho muestran poca variación cuando son comparables otras condiciones.
- 2.- Tipo de área: Central, intermedia o exterior.
- 3.- Reglamento de estacionamiento: estacionamiento prohibido o permitido
- 4.- Tranvías: con o sin tranvías.

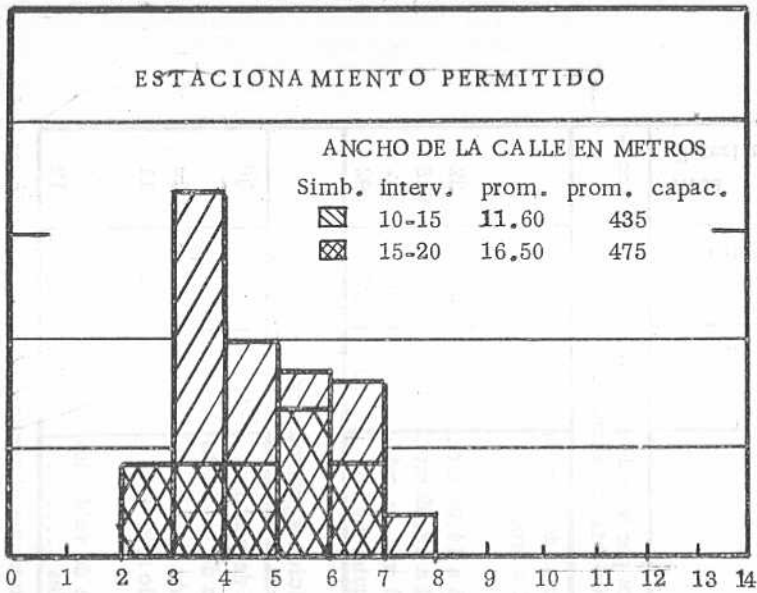
Estas condiciones variables son suficientemente descriptivas para clasificar la mayoría de las intersecciones. Hubiera sido deseable haber tenido datos adicionales sobre el porcentaje de vehículos comerciales, la presencia de zonas de embarque para autobuses, el porcentaje de vehículos en movimiento de viraje, el extremo hasta donde se utilizaron los espacios de estacionamiento, y el número de peatones. A pesar de esto, las cuatro condiciones variables indicadas arriba son suficientemente descriptivas para clasificar la mayoría de las intersecciones, de modo de poder calcular con un grado razonable de exactitud la capacidad verdadera en cualquier condición. Dentro del área central, por ejemplo, será utilizada la mayoría de los espacios de estacionamiento disponibles y por lo general habrá un gran número de peatones durante la hora crítica. Sino es ésta la circunstancia en la intersección en particular que se considera, sería más indicado aplicar una capacidad dentro de la parte superior o inferior de la variación de las intersecciones el área central, que el valor promedio.

LOS VOLUMENES MAS ALTOS OBSERVADOS PARA CONDICIONES PROMEDIO.

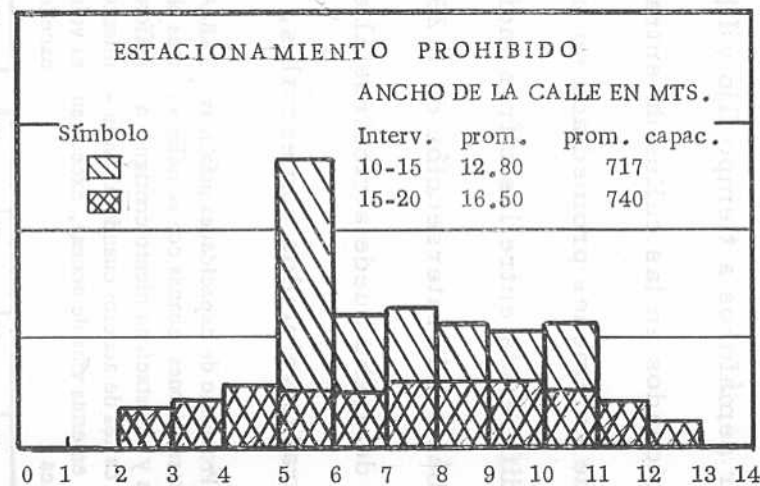
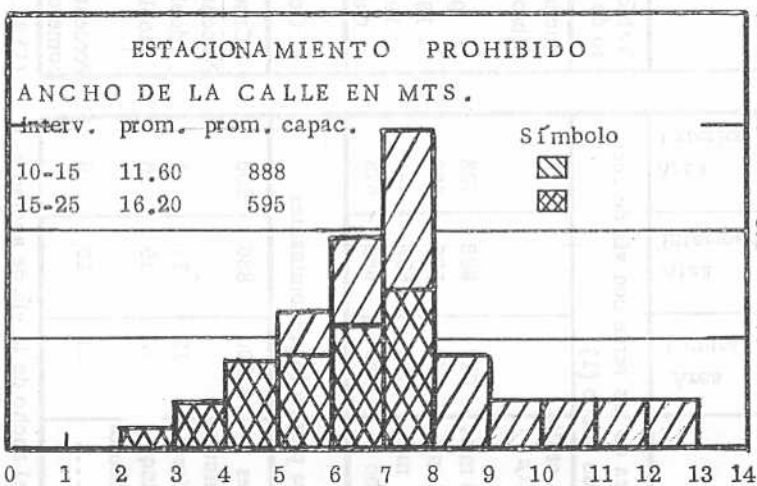
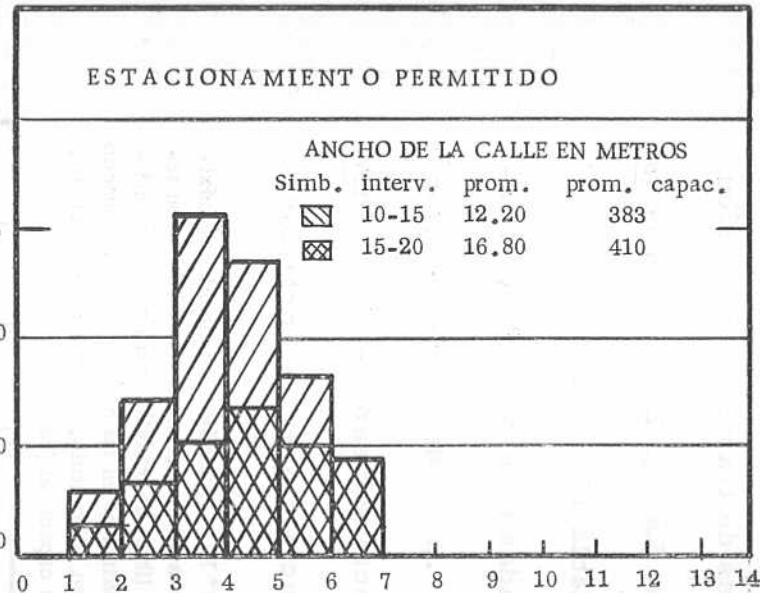
Capacidad con Prohibición de Estacionamiento.

La tabla 17 muestra los promedios de volúmenes de tránsito registrados en un gran número de intersecciones en ciudades distribuidas a través de todo el país, durante períodos de tiempo en que los volúmenes se acercaron a la capacidad de las intersecciones. Es

AREAS INTERMEDIAS



AREAS CENTRALES



Porcentaje total de las calles

Porcentaje total de las calles

Cientos de vehículos por cada tres metros de ancho de la calle por hora de luz verde.

FIGURA N° 23.- Frecuencia de la distribución de la capacidad de intersección.

tos resultados se refieren a intersecciones de cuatro vías controladas por semáforos a tiempo fijo y libres de tranvías y de vehículos estacionados en las calles de entrada. La fig. 23 muestra la variación de volúmenes promediada en la tabla 17.

La diferencia entre las cifras indicadas en la tabla 17 y la capacidad básica de intersección de 1.250 v.p.h. de luz verde por 3.05 m. de ancho puede atribuirse al efecto de peatones, movimientos de viraje, vehículos comerciales, fluctuaciones de corta dura-

TABLA N° 17.- Promedio de capacidades máximas observadas en intersecciones urbanas con semáforos, libres de tranvías y de estacionamiento contiguo a las aceras en las calles de acceso: cuando el volumen del tránsito, en estas vías de acceso, excede su capacidad práctica.

	Area Central	Area Intermedia	Area Exterior
Vehículos por hora de luz verde con vía de acceso de 3.05 mts. de ancho (1)			
Ancho total de la calle (brocal a brocal):			
9.45 a 14.04 mts.	717	886	703
14.34 a 19.62 mts.	740	595	688
19.93 mts. y más	704	538	---
Cualquier ancho	730	695	673
Condiciones promedio predominantes			
Cruces de peatones	2.200	880	200
Porcentaje de vehículos			
doblando a la der.	12	11	11
doblando a la izq.	13	10	13
Porcentaje de vehículos comerciales	11	10	9

(1) Se asume que el ancho de la vía de acceso es la mitad del ancho total de la calle, porque estos resultados solamente incluyen calles doble-vía.

TABLA N° 18.- Promedio de capacidades máximas observadas en intersecciones urbanas con semáforos, libres de tranvías, pero con estacionamiento permitido en las calles de acceso: cuando el volumen del tránsito, en estas vías de acceso, excede su capacidad práctica.

	Area Central	Area Intermedia	Area Exterior
Vehículos por hora de luz verde con vía de acceso de 3.05 mts. de ancho (1)			
Ancho total de la calle (brocal a brocal):			
9.45 a 14.04 mts.	383	435	732
13.34 a 19.62 mts.	410	475	618
19.93 mts. y más	400	470	---
Cualquier ancho	398	453	692
Condiciones promedio predominantes			
Cruces de peatones	2.700	500	200
Porcentaje de vehículos			
doblado a la der.	17	6	14
doblado a la izq.	9	8	11
Porcentaje de vehículos comerciales	11	10	12

(1) Se asume que el ancho de la vía de acceso es la mitad del ancho total de la calle, porque estos resultados solamente incluyen calles doble-vía.

ción en la corriente de tránsito, así como también a otras causas, presentes en la intersección promedio de cada tipo. En áreas centrales la reducción por debajo de la capacidad básica derivada de estas causas da un promedio de alrededor de 40%, mientras que en áreas intermedias y exteriores es ligeramente mayor, 43% aproximadamente.

En áreas centrales hay poca diferencia entre el volumen de tránsito, por unidad de ancho, que absorben las calles angostas y las más anchas; mientras que en áreas intermedias y exteriores las calles más angostas absorben algo más de tránsito por unidad de ancho que las calles más anchas.

Se podría dar una serie de explicaciones sobre esta diferencia característica entre los anchos de calles en diversas áreas, pero dichas explicaciones son de poco valor práctico a menos que se pueda establecer y aplicar el efecto de cada causa al calcular los volúmenes de capacidad de intersecciones específicas. En la tabla 17 se muestran los promedios de las condiciones predominantes más importantes que afectaron la capacidad de intersección en sitios de cada área donde estaba prohibido el estacionamiento.

CAPACIDAD DONDE EL ESTACIONAMIENTO ESTÁ PERMITIDO.

La Tabla 18 muestra el promedio de volúmenes de tránsito registrado en intersecciones donde estaba permitido el estacionamiento en el brocal de las calles de acceso. Con excepción de

esta característica, estas intersecciones son comparables en todos los demás aspectos con las intersecciones cuyos datos se muestran en la tabla 17. Se hace énfasis en que las ratas son para el ancho total de la vía de acceso, incluyendo la porción de la calle ocupada por los vehículos estacionados. Se utilizó esta base para mostrar los resultados de modo de poder obtener el efecto total de los vehículos estacionados sin incurrir en errores deduciendo un ancho de calle asumida por el espacio que ocupan aquellos. La fig. 23 muestra la variación de volúmenes observados promediada en la tabla 18.

Una comparación de los datos mostrados en las tablas diecisiete y dieciocho revela que la capacidad en calles del centro donde se permite el estacionamiento es alrededor de un 55% (en promedio) de aquellas donde está prohibido el estacionamiento. En áreas intermedias el efecto del estacionamiento en el brocal es un tanto menor y ocasiona una reducción promedio de alrededor de 35%. En áreas exteriores donde se estacionan pocos vehículos, la capacidad de la calle generalmente no se ve afectada por vehículos estacionándose o que estén saliendo de la zona de estacionamiento. El conductor que ocasionalmente desea estacionarse por lo general puede llegar directamente a un espacio de estacionamiento, en vez de efectuar esa maniobra incómoda que es preciso hacer en áreas donde la mayoría de los espacios adyacentes de estacionamiento están ocupados.

El estacionamiento en el brocal tiene menos efecto sobre la capacidad de las calles en áreas intermedias (lejos de los centros comerciales) que en áreas centrasles, porque se encuentran menos vehículos en el brocal, a pesar de que el estacionarse puede ser perfectamente legal. De igual manera, estas maniobras son menos frecuentes y dan por resultado una interferencia menor con el tránsito en movimiento.

Es particularmente significativo el hecho de que cualquiera que sea el ancho de una calle central, las capacidades de intersección donde se permite estacionar en el brocal son menores en un 43 a 47% con respecto a las capacidades de calles similares donde está prohibido estacionar en el brocal. La diferencia entre las dos condiciones se debe enteramente al espacio de la calle ocupado por los vehículos estacionados. También está incluido el efecto combinado de los muchos otros factores tendientes a restringir el flujo del tránsito que están presentes cuando se permite el estacionamiento, tales como la interferencia con el tránsito continuo ocasionada por conductores al entrar o salir de los espacios de estacionamiento, y la tendencia de los conductores a sacarle el cuerpo a los vehículos estacionados para evitar la posibilidad de golpear un vehículo que esté empezando a salir, o a un peatón que aparezca entre dos vehículos estacionados.

El hecho de que una fila de vehículos estacionados adyacen-

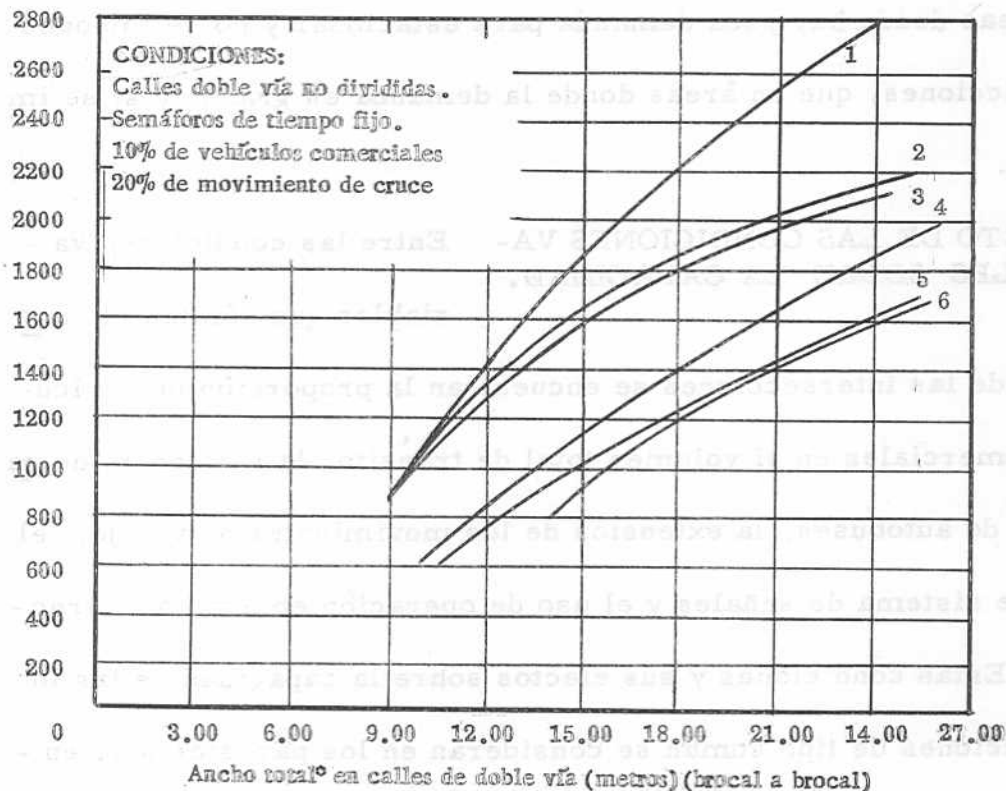
te al brocal reduce el ancho efectivo de la calle en más de 2.15 o 2.45 m., se hace evidente al comparar los anchos de la calle que son necesarios para absorber los mismos volúmenes de tránsito en sitios donde se permite estacionar con aquellos donde el estacionamiento está prohibido. Por ejemplo, la fig. 24 muestra que la calle promedio de 12.20 m. sin estacionamiento en un área central puede absorber el mismo volumen de tránsito que la calle promedio de 20.88 m. donde se permite el estacionamiento. Esto significa una reducción de 4.25 m. en el ancho efectivo de una calle de 20.85 m. por cada fila de vehículos estacionados.

La fig. 24 muestra gráficamente la relación entre el promedio conocido de las capacidades de las vías de acceso a intersecciones y el ancho total de la calle para los tres tipos de áreas. Las condiciones en que son aplicables estas curvas están indicadas en el dibujo. Nótese que estas condiciones son representativas de aquellas que ocurren en la intersección promedio; y en una curva separada se indican las calles donde hay tránsito de tranvías.

Las condiciones enumeradas en la fig. 24 no son todas las condiciones predominantes que afectaron los volúmenes máximos observados durante períodos en que el flujo del tránsito excedía de la capacidad práctica. En el área central promedio, por ejemplo, se impone más rígidamente el reglamento del tránsito, los espacios de estacionamientos disponibles se utilizan más a cabalidad, y

FIGURA N° 24.- Promedio de las capacidades registradas en intersecciones de calles doble vía, según el área de la ciudad donde están situadas y sus regulaciones de estacionamiento.

Volumen total de aproximación en v.p.h. de luz verde.



- Curva (1) Área central con estacionamiento prohibido.
- Curva (2) Área intermedia con estacionamiento prohibido.
- Curva (3) Área Exterior o rural.
- Curva (4) Área intermedia con estacionamiento permitido.
- Curva (5) Área central con estacionamiento permitido.
- Curva (6) Área central con tranvías. (estacionamiento permitido cerca de las paradas de los tranvías).

*Incluye el espacio ocupado por vehículos estacionados, rieles de tranvías e islas de carga cuando las hay.

hay más paradas para dejar o recoger pasajeros que en las áreas intermedias. La diferencia entre estas condiciones, en los dos tipos de áreas, es por lo menos parcialmente responsable de que las capacidades promedio resulten más altas en calles del mismo ancho en las áreas intermedias, que en las áreas centrales donde se permite estacionar; mientras que sucede lo contrario en las calles

donde el estacionamiento está prohibido. En otras palabras, la capacidad de una calle no se aumenta prohibiendo el estacionamiento en áreas donde hay poca demanda para estacionar y no se imponen restricciones, que en áreas donde la demanda es grande y si se imponen.

EFECTO DE LAS CONDICIONES VARIABLES SOBRE LA CAPACIDAD.

Entre las condiciones variables que afectan la capacidad de las intersecciones se encuentran la proporción de vehículos comerciales en el volumen total de tránsito, la existencia de paradas de autobuses, la extensión de los movimientos de viraje, el tipo de sistema de señales y el uso de operación en una sola dirección. Estas condiciones y sus efectos sobre la capacidad de las intersecciones de tipo común se consideran en los párrafos siguientes. Luego se discutirá la capacidad de las intersecciones en vías preferenciales.

INTERSECCIONES DE TIPO COMUN.

Vehículos Comerciales.

La presencia de vehículos comerciales tiende a reducir las capacidades de las intersecciones en términos del número total de vehículos, porque sus ratas de aceleración son más bajas y porque ocupan más espacio de la vía que los vehículos de pasajeros. En términos de capacidades de intersección, un vehículo comercial (sin incluir aquellos que se detienen para recoger o dejar pasajeros o mercancías) equivale en promedio, a dos

vehículos de pasajeros. Esto sólo es efectivamente cierto cuando no están ejecutando movimientos de viraje o cuando estos pueden ser ejecutados sin mayor interferencia, con otros vehículos, que la normal.

Parada de Autobuses. - El efecto de los autobuses que se detienen para recoger o dejar pasajeros sobre la capacidad de una intersección específica depende en gran parte de las muchas condiciones diferentes que se presentan en la intersección. Los análisis de los datos disponibles, muestran los siguientes resultados para las condiciones promedio predominantes en intersecciones con señales de tránsito donde el ancho total de la calle es menor de 18.40 m.

1.- Las calles de las áreas centrales e intermedia donde se permite el estacionamiento, excepto en una parada de autobuses cerca de la intersección, tienen una capacidad de un 12% mayor que aquellas donde los autobuses no recogen ni dejan pasajeros y donde el estacionamiento cerca de las intersecciones no está restringido.

2.- En las áreas centrales e intermedias donde hay prohibición de estacionamiento, las calles con paradas de autobús del lado cercano a la intersección tienen una capacidad de un 15% más baja que aquellas donde hay no hay paradas de autobuses. Las cifras corresponden -

dientes para las paradas de autobuses lejos de la intersección son 8% en las áreas centrales y 20% en las intermedias.

Por lo tanto es evidente que la eliminación del estacionamiento cerca de la intersección para habilitar una parada de autobús contribuye más a aumentar la capacidad que lo que las paradas de autobuses reducen la capacidad. También en calles donde está prohibido el estacionamiento los resultados indican que para lograr capacidades altas, las paradas de autobuses en el área central deberían estar, siempre que fuere posible, del lado lejano de las intersecciones, mientras que las paradas fuera del centro comercial deberían estar cerca de aquéllas. Está reconocido que con frecuencia se imponen en la selección de la ubicación de la parada otras consideraciones aparte de la capacidad de la calle. No hay datos suficientes para llegar a conclusiones en cuanto a calles de más de 18.40 m. de ancho o al valor relativo de las paradas de autobuses cerca o lejos de la intersección en calles donde está permitido el estacionamiento.

Las cifras arriba indicadas solamente se aplican a condiciones establecidas en la intersección promedio en calles de los dos tipos de áreas. Hay muchas condiciones específicas que están lejos del promedio. Probablemente la condición que podría decirse que está más lejos del promedio en una ubicación específica es el

número de autobuses. Unos cuantos estudios llevados a cabo en las mismas calles durante períodos de operación normal y luego durante períodos en que los conductores de autobuses estaban en huelga, demuestran que un autobús tiene el mismo efecto sobre la capacidad de intersección que entre tres y cinco vehículos de pasajeros. Estos resultados solamente se aplican a ubicaciones donde el estacionamiento estaba prohibido en la distancia total entre intersecciones, y donde las paradas de los autobuses para recoger o dejar pasajeros eran relativamente cortas.

Las observaciones también indican que en calles anchas o de canales múltiples donde hay una gran cantidad de autobuses, o donde estos se detienen prolongadamente para recoger y dejar pasajeros, los autobuses en cada dirección reducen el ancho efectivo de la calle para los vehículos de pasajeros por lo menos en 3.65 m.

Movimientos de Viraje. - El extremo hasta el cual los movimientos de viraje reducen la capacidad de las intersecciones depende de condiciones tales como el diseño o tratamiento de intersección, del movimiento de peatones, del volumen de tránsito en contra, y por supuesto del número de vehículos que viran a la derecha e izquierda. En la mayoría de los casos se puede reducir considerablemente el efecto perjudicial de los movimientos de viraje en áreas urbanas por medio de una canaliza-

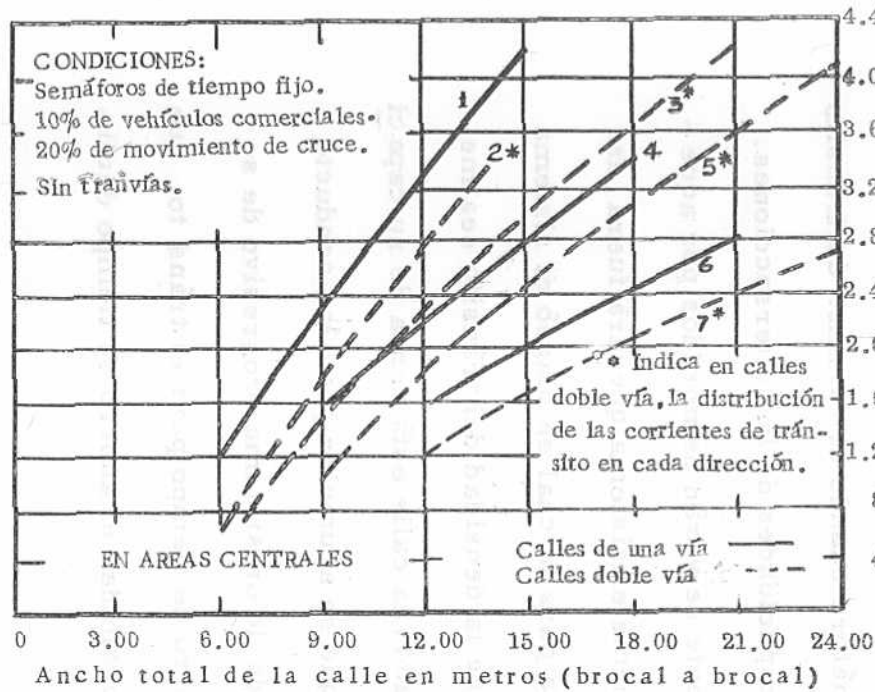
ción y ampliación adecuada del pavimento. En condiciones adversas el efecto y los movimientos de viraje puede ser lo suficientemente grande como para reducir la capacidad práctica de una intersección en una calle o carretera de dos canales hasta un 50%. Bajo condiciones similares en una vía de canales múltiples, es posible que el canal izquierdo reduzca su capacidad hasta un 50% o menos como resultado de movimientos de viraje frecuentes.

El único criterio general que se obtuvo del análisis de los datos de intersección disponibles fue que cada 1% del total de tránsito virando hacia la derecha redujo la capacidad del flujo en 1/2%, y que cada 1% del tránsito total y virando hacia la izquierda la redujo en 1%. Estos porcentajes sólo se aplican donde no hay señal de separación para los movimientos de viraje y donde todos los virajes comprenden menos del 30% del tránsito total. Por encima de este 30% no se hizo aparente ninguna reducción adicional del volumen.

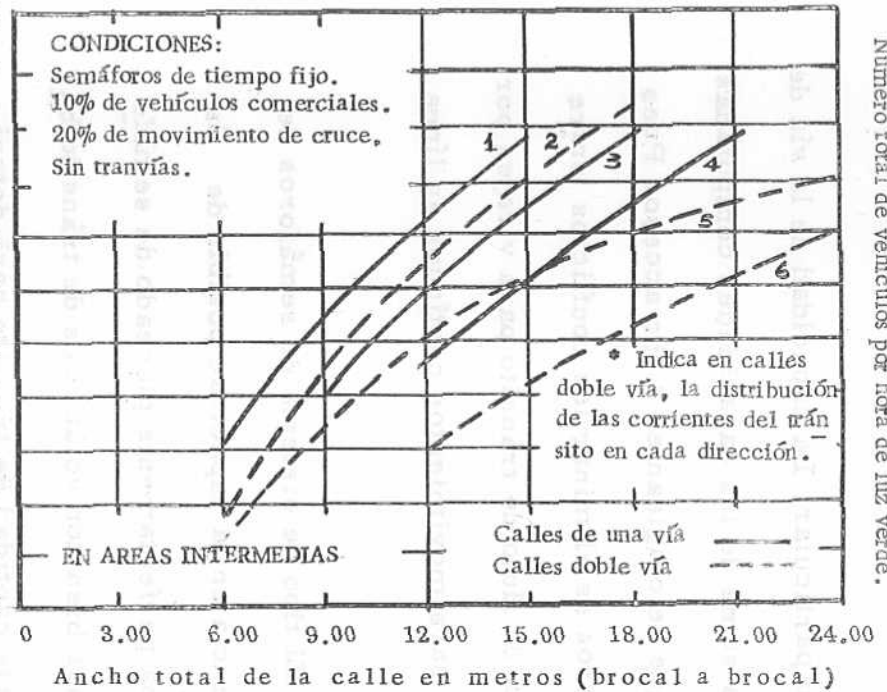
Donde no hay señales separadas para movimientos de viraje, con frecuencia se hacen necesarias investigaciones cuidadosas y es difícil formular reglas específicas para estas situaciones. Por regla general, el ancho total de la calle se divide proporcionalmente a los diversos movimientos en razón del número de canales utilizados por el tránsito en la ejecución de estos movimientos. Es necesario computar la capacidad para cada movimiento separado, utilizando como base la duración del intervalo y el ancho de la calle a-

signadas a ese movimiento en particular. La capacidad de la vía de acceso a la intersección es la suma de las capacidades computadas para todos los movimientos que se originan en dicho acceso. Puesto que el objeto de los semáforos es eliminar los conflictos entre diversos movimientos, la rata de flujo de tránsito para virajes por lo general será la misma que para movimientos continuos en línea recta.

SISTEMA DE SEMAFOROS. El tipo de sistema de semáforos de una calle ocasiona poca diferencia en la capacidad posible de la vía. A pesar de que un sistema perfectamente planeado de semáforos progresivos puede funcionar bien con volúmenes de tránsito bajos o moderadamente altos, cierta cantidad de tránsito será detenido por la luz roja en cada semáforo cuando el volumen de tránsito sea suficiente para tasar las capacidades de las intersecciones. Los vehículos del grupo siguiente se verán demorados por aquellos que esperan e inmediatamente el sistema quedará fuera del balance. La velocidad más alta para la cual se planeó el sistema no se puede recuperar hasta que la densidad del tránsito sea menor que aquella que ocurre cuando la calle está cerca de su capacidad de carga. Los beneficios que se acumulan para los conductores de vehículos como resultado de un sistema progresivo de semáforos se traducen en un ahorro de tiempo para el tránsito que utiliza la vía, pero en esta oportunidad el ahorro de tiempo decli-



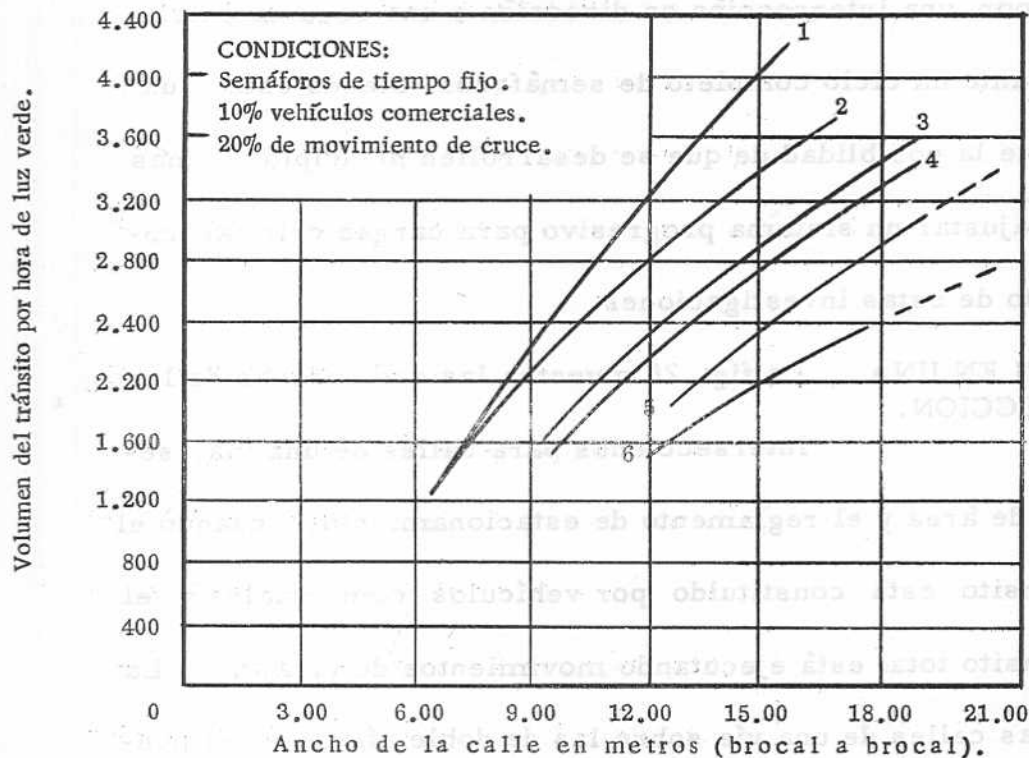
- Curva (1) Estacionamiento prohibido.
- Curva (2) Estacionamiento prohibido (50-50)*
- Curva (3) Estacionamiento prohibido (60-40)*
- Curva (4) Estacionamiento en un lado.
- Curva (5) Estacionamiento en un lado (60-40)*
- Curva (6) Estacionamiento en ambos lados.
- Curva (7) Estacionamiento en ambos lados (60-40).



- Curva (1) Estacionamiento prohibido.
- Curva (2) Estacionamiento prohibido (50-50)*
- Curva (3) Estacionamiento en un lado.
- Curva (4) Estacionamiento en ambos lados.
- Curva (5) Estacionamiento prohibido o permitido en un lado (67-33)*
- Curva (6) Estacionamiento en ambos lados (67-33)*

FIGURAS 27 y 28.- Comparación entre las capacidades promedio en intersecciones alimentadas por calles que operan en uno o en ambos sentidos.

FIGURA N° 26.- Capacidad de intersecciones de calles una vía, según el área de la ciudad donde están ubicadas y regulaciones de estacionamiento.



- Curva (1) Area Central - Estacionamiento prohibido.
- Curva (2) Area Intermedia - Estacionamiento prohibido.
- Curva (3) Area Intermedia - Estacionamiento permitido en un lado.
- Curva (4) Area Central - Estacionamiento permitido en un lado.
- Curva (5) Area Intermedia - Estacionamiento permitido en ambos lados.
- Curva (6) Area Central - Estacionamiento permitido en ambos lados.

na rápidamente cuando la capacidad práctica es excedida.

Con un sistema progresivo de semáforos, el ahorro de tiempo de viaje no está directamente relacionado con la habilidad de la calle para absorber el tránsito en términos del número de vehículos. Normalmente, el número real de vehículos que pueden pasar por un punto durante una hora no se aumenta apreciablemente por medio de un sistema progresivo. La excepción es cuando la distancia entre semáforos es tan corta que el espa-

cio de la vía entre ellos no puede absorber el número de vehículos que pasan por una intersección en dirección a una segunda intersección durante un ciclo completo de semáforos. Siendo esto un hecho, existe la posibilidad de que se desarrollen principios más sanos para ajustar un sistema progresivo para cargas críticas como resultado de estas investigaciones.

OPERACION EN UNA SOLA DIRECCION.

La fig. 26 muestra las capacidades de las intersecciones para calles de una vía, según el tipo de área y el reglamento de estacionamiento, cuando el 10% del tránsito está constituido por vehículos comerciales y el 20% del tránsito total está ejecutando movimientos de viraje. La ventaja de las calles de una vía sobre las de doble vía desde el punto de vista de la capacidad se ilustra en las figs. 27 y 28 para ciertas condiciones. Esta ventaja varía con la distribución del tránsito por dirección en las calles de doble vía, con el número relativo de movimientos de virajes y con el ancho de la calle.

La fig. 27 muestra la ventaja de las calles de una vía sobre las de doble vía en el área central donde las de doble vía normalmente hacen circular entre 50% y 60% del tránsito en una dirección durante los períodos críticos. Con excepción de las calles de más de 18.40 m. de ancho con estacionamiento a ambos lados y una distribución del tránsito de 50% - 50% por dirección en las de doble vía, la capacidad de una calle de una sola vía es mayor

que la capacidad de la de doble vía. Por ejemplo, una calle de una sola vía de 6.10 m. de ancho con prohibición de estacionamiento, a proximadamente tiene el doble de capacidad que una de doble vía con prohibición de estacionamiento cuando entre el 50% y el 60% del tránsito en la de doble vía viaje en una dirección. Del mismo modo una calle de 15.30 m. de ancho absorberá de 45 a 60% más de tránsito operando en una sola vía que en doble vía, dependiendo de la distribución del tránsito por dirección en la calle de doble vía.

Igualmente, una calle de una vía con estacionamiento de un lado absorberá aproximadamente la misma cantidad de tránsito total que el mismo ancho en una calle de doble vía sin estacionamiento. Se considera que las calles de doble vía están en sus volúmenes de capacidad cuando el tránsito en dirección de la corriente más densa iguala a la capacidad de las vías de acceso utilizadas por el tránsito que viaja en aquella dirección.

La fig. 28 muestra las capacidades comparativas de calles de una y de doble vía en áreas intermedias donde el volumen en una dirección incluye hasta un 67% del flujo total de tránsito en calles de doble vía. Bajo esta condición también es más ventajoso convertir las calles angostas en vez de hacerlo con las más anchas, en calles de una sola vía. Nótese que la capacidad total de de una calle de doble vía con una distribución de tránsito de 67-33%

por direcciones es la misma con prohibición de estacionamiento que cuando el estacionamiento está permitido del lado donde circula el flujo de tránsito más bajo. También una calle de una sola vía de 15.30 m. de ancho con estacionamiento a ambos lados tiene la misma capacidad que una calle de doble vía de 15.30 m. de ancho sin estacionamiento o con estacionamiento del lado del flujo menor de tránsito.

INTERSECCIONES EN VIAS PREFERENCIALES. En intersecciones de vías donde

la interferencia de peatones ha sido eliminada en su mayor parte, donde existen canales separados para cada movimiento de tránsito de modo que los movimientos permisibles no interfieran entre si, donde no existe la presencia de vehículos comerciales, y donde las características geométricas de la vía son de un alto standard, la capacidad básica puede acercarse a 1.500 vehículos por hora de luz verde por canal de 3.65 m. El tipo de vía a que se aplica este cálculo sería una carretera dividida en área rural o urbana, con canales de viraje adicionales de diseño adecuado para virajes a la derecha o a la izquierda con espacio de hombrillo para vehículos accidentados o detenidos temporalmente, y sin otra interferencia lateral en las vías de acceso o la intersección, es decir, una vía que normalmente se denomina vía expresa.

Donde existen estas condiciones, el método para el análisis

sis de capacidad indicado para intersecciones de calles no es aplicable directamente. En vez de éste, se sugiere un procedimiento que consiste en empezar con la capacidad básica y reducir este valor para que encaje en las condiciones predominantes de vía y tránsito. En vista de que las vías de tipo expreso están destinadas a un movimiento rápido de vehículos con una mínima demora de operación, para el diseño debería utilizarse la capacidad práctica en vez de la posible. En las condiciones descritas en el párrafo anterior hay poca diferencia entre la capacidad básica y la posible. Ya que se ha determinado que la capacidad práctica en intersecciones es alrededor de 80% de la capacidad posible, se desprende que la capacidad práctica de un canal de tránsito de 3.65 m. es de $1.500 \times 0.80 = 1.200$ vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde. Esto equivale a 1.000 vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde por 3.05 m. de ancho.

AJUSTES PARA CONDICIONES ESPECIFICAS. La habilidad de las intersecciones para

absorber altos volúmenes de tránsito horario ha sido muy sobrestimada en el pasado. La aplicación de las capacidades obtenibles, que en algunos casos son sorprendentemente bajas, será un paso muy importante para aliviar la congestión en vías existentes y calcular las mejoras necesarias para futuros requisitos.

Como se indicó previamente, las capacidades de intersec-

ción que han sido presentadas son promedios para máximos volúmenes de tránsito registrados bajo las condiciones que predominaron en la intersección promedio de cada clase general. Son volúmenes críticos durante periodos en que el tránsito en vías de acceso excedía de las capacidades prácticas de las intersecciones. Como hay una amplia variación en los volúmenes máximos para cada grupo en que han sido clasificadas las intersecciones, al calcular la capacidad de cualquier intersección específica es esencial que las cifras promedio como son presentadas se ajusten a la diferencia entre las condiciones promedio y las existentes o futuras en la ubicación específica. Las figs. 23 y 25, que muestran la distribución de ratas observadas en intersecciones congestionadas, indican la necesidad de hacer dichos ajustes.

Las ratas que exceden a aquellas de la intersección promedio solamente son aplicables cuando las condiciones que restringen el flujo del tránsito no están presentes en el mismo grado que aquellas que predominan en la intersección promedio de la misma clase. De la misma manera, cuando las condiciones restrictivas se pronuncian más que en la intersección promedio (y éste será el caso en cerca del 50% de las veces) deberían aplicarse las ratas por debajo del promedio.

Las ratas más altas registradas son alrededor de 700 vehículos por 3.05 m. de ancho de calle por hora de luz verde o en

áreas donde el estacionamiento está permitido entre intersecciones, y cerca de 1.250 vehículos por 3.05 m. de ancho de calle por hora de luz verde en áreas donde el estacionamiento está prohibido. Estas ratas no pueden ocurrir donde los diversos movimientos interfieren entre sí, donde hay la presencia de peatones, o donde se encuentran camiones o autobuses. Se consideró que las condiciones de operación no eran satisfactorias aún en las condiciones más ideales para capacidades altas donde estas ratas ocurrieron.

No debe esperarse que las intersecciones en vías existentes o en consideración absorban las capacidades críticas que han sido registradas en los pocos sitios donde las condiciones eran más favorables para ratas altas de flujo de tránsito. Esta presunción probablemente daría por resultado condiciones de operación que serían menos favorables que las que existen ahora en nuestras áreas más congestionadas.

Si fuera posible enumerar todos los factores que tienden a reducir la capacidad de las intersecciones, así como el efecto cuantitativo de cada una de ellas, el procedimiento más apropiado a seguir al calcular la capacidad de una intersección específica sería empezar con la capacidad para condiciones ideales y deducir cierta cantidad por cada una de las condiciones predominantes que no son ideales. Pero este procedimiento no es posible aplicarlo, porque una medida cuantitativa tan sólo ha sido obtenida para los facto

res de mayor importancia que afectan la capacidad de las intersecciones.

Al aplicar la información para condiciones de intersección promedio a una ubicación específica donde las condiciones no son promedio, es necesario cierto número de ajustes, como lo muestra la fig. 24. Seguidamente se describen los más importantes de estos ajustes.

I.- CALLES DE DOBLE VIA SIN CANALES DE VIRAJE ADICIONALES NI PERIODO DE SEMAFORO SEPARADO PARA MOVIMIENTOS DE VIRAJE.

1.- CAPACIDADES POSIBLES Y PRACTICAS:

A.- Capacidad posible.- En promedio, las capacidades posibles son alrededor de un 10% más altas que las ratas promedio representadas en la fig. 25. Por la intersección pasarán volúmenes un 10% más altos pero solamente con una acumulación continua de vehículos hacia atrás y dilaciones extremadamente prolongadas para un alto porcentaje de los conductores.

B.- Capacidad práctica.- En promedio, las capacidades prácticas son alrededor de un 10% más bajas que las ratas promedio representadas en la fig. 24. Por la intersección pasarán volúmenes un 10% más bajos y pocos conductores tendrán que esperar

más del primer período de luz verde.

2.- VEHICULOS COMERCIALES:

Réstese 1% por cada 1% de los vehículos comerciales que excedan del 10% del número total de vehículos, o súmese 1% por cada 1% de los vehículos comerciales que sean menos del 10% del total.

3.- MOVIMIENTOS DE VIRAJE.

A.- Virajes a la derecha.- Réstese 1/2% por cada 1% del tránsito virando hacia la derecha que exceda del 10% del tránsito total, o súmese 1/2% por cada 1% del tránsito que virando a la derecha sea menos del 10% del total (la deducción máxima para virajes no debe exceder del 10%).

B.- Virajes a la izquierda.- Réstese 1% por cada 1% del tránsito que virando a la izquierda exceda del 10% del tránsito total, o súmese 1% por cada 1% del tránsito que virando a la izquierda sea menos del 10% del total (la deducción máxima para virajes a la izquierda no debe exceder de 20%).

NOTA: La deducción máxima para virajes a la derecha y a la izquierda combinados no debe exceder de 20%.

4.- PARADAS DE AUTOBUSES Y ELIMINACION DEL ESTACIONAMIENTO CERCA DE LA INTERSECCION.

A.- En calles donde está prohibido el estacionamiento.

- a) Si no hay parada de autobús, sùmesese 5%.
- b) Con la parada de autobús cerca de la intersección: réstese 10%.
- c) Con la parada de autobús lejos de la intersección: réstense 3% en las áreas centrales y 15% en las áreas intermedias.-
- d) Donde el número de autobuses es tan grande que por lo menos uno siempre está recogiendo o dejando pasaje - ros, réstense 3.65 m. de cada ancho de vía de entrada tanto en las paradas lejanas como en las cercanas a la intersección al aplicar las curvas indicadas en la fig. 24; luego sùmesese el número de autobuses y háganse los ajustes para los párrafos anteriores 1, 2 y 3, pero no se incluyan los autobuses como vehículos comerciales en el párrafo 2.

B.- En calles con paradas de autobuses y donde el estacionamiento está permitido excepto en la parada de autobús.

- a) Con la parada de autobús cerca de la intersección: sù-mese 1/4% por cada 1% de los virajes a la derecha y a la izquierda, pero sin que el aumento máximo exceda de 6%.
- b) Con la parada de autobús lejos de la intersección: no se haga ninguna corrección.

c) Donde el número de autobuses es tan grande que por lo menos uno siempre está recogiendo o dejando pasajeros: réstense 1.84 m. del ancho de la vía de entrada tanto en las paradas lejanas como en las cercanas a la intersección al aplicar las curvas indicadas en la fig. 24; luego súmese el número de autobuses y háganse los ajustes para los párrafos anteriores 1, 2, y 3, pero no se incluyan los autobuses como vehículos comerciales.

C.- En calles donde el estacionamiento está permitido y donde no hay paradas de autobuses (*1). Réstense 1/4 por cada 1% de los virajes a la derecha y a la izquierda combinados del tránsito total, pero sin que la deducción máxima exceda de 6%. Luego, si el estacionamiento está prohibido a más de 6.10 m. delante del cruce de peatones, sú mese

$$\left(P \left(\frac{D-6.10}{1.52 G} \right) \right) \% \text{ donde}$$

P es el porcentaje total de virajes a la derecha y a la izquierda, pero que no debe exceder de 30%. G= segundos de luz verde por ciclo de semáforo. D es la distancia en metros que no debe exceder de 1.52G+6.10 a la cual el estacionamiento está

(* 1) Las discusiones referentes a la longitud necesaria de las zonas con prohibición de estacionamiento delante de los cruces de peatones, la capacidad de los canales de viraje adicionales (párrafo II), el efecto de las señales separadas (párrafo III), y el procedimiento para determinar las capacidades de intersecciones en calles de una vía (párrafo IV) y en vías preferenciales (párrafo V), representen un razonamiento basado en los hechos y datos referentes a estas materias importantes, para las cuales el material recopilado es insuficiente para un análisis estadístico.

prohibido delante del cruce de peatones.

D.- En calles donde el estacionamiento está eli-
minado a ambos lados de la intersección se-
gún una distancia limitada.

Donde el estacionamiento está eliminado delante de la inter-
sección por una distancia en metros igual a o mayor de

$1.52G$ y (1) donde el estacionamiento también está eliminado

más allá de la intersección por espacio de una distancia i -

igual a o mayor de $1.52G$ ó (2) donde la calle más allá de la

intersección se amplía por lo menos en un canal: utilícese

la curva superior (estacionamiento prohibido) en la fig. 24.

II.- CALLES DE DOBLE VIA CON CANALES DE VIRAJE ADICIONA- LES PERO SIN SEÑAL SEPARADA EN EL SEMAFORO PARA LOS MOVIMIENTOS DE VIRAJE (1*)

1.- Utilícese el ancho de los canales continuos como la mitad
del ancho de la calle al aplicar las curvas en la fig. 24.

2.- Luego súmese un 5% para un canal adicional de viraje a la
derecha, 10% para un canal adicional de viraje a la izquier-
da, o 15% cuando al ancho normal se agregan canales de vi-
raje a la derecha y a la izquierda.

3.- Luego:

(a) Para un canal de viraje a la derecha.- Súmese el núme-
ro de vehículos virando a la derecha pero sin exceder de

$(\frac{600 \times G}{C})$ v.p.h. o de $(\frac{D-6.10 \times N}{7.61})$ v.p.h. donde G es el

(1*) Ver la llamada de la página 183.

intervalo de luz verde en segundos. C= Total del ciclo de semáforo en segundos. D= longitud del canal adicional de viraje en metros. N= número de ciclos de semáforo por hora.

(b) Para un canal de viraje a la izquierda.- Súmese el número de vehículos virando a la izquierda pero sin exceder de la capacidad del canal de viraje a la izquierda. La capacidad del canal de viraje a la izquierda por hora de intervalo de luz verde en términos de vehículos de pasajeros puede calcularse como la diferencia entre 1.200 vehículos y el volumen total de tránsito opuesto por hora de intervalo de luz verde en término de vehículos de pasajeros, pero no menos de dos vehículos por ciclo de semáforo.

4.- Luego ajústese como se indica en los incisos I-1 y I-2

III.- CALLES DE DOBLE VIA CON CANALES DE VIRAJE Y SEÑAL SEPARADA (1*)

Calles con canales de viraje y señal de cruce separada en el semáforo (también se aplica donde los canales de viraje a la izquierda para direcciones opuestas de viaje están dentro del ancho normal de la calle y ambos rozan la línea central); los peatones están controlados:

1.- Con canal de viraje a la derecha.

a) Utilícese el ancho de los canales continuos como la mitad del ancho de la calle al aplicar la fig. 24 y aumente

(* 1) Ver la llamada de la página 183.

se la rata de flujo de tránsito en 5%.

- b) Luego súmese el número de vehículos virando hacia la derecha, pero no más de 800 vehículos por 3.05 m. de ancho de canal de viraje por hora de luz verde separada; para la capacidad posible o práctica, hágase el ajuste como lo indica el inciso I-1, y para vehículos comerciales como el inciso I-2.

2.- Con canal de viraje a la izquierda.

- a) Utilícese el ancho de los canales continuos como la mitad del ancho de la calle al aplicar la fig. 24 y aumentese la rata de flujo de tránsito en 10%.
- b) Luego súmese el número de vehículos virando hacia la izquierda, pero no más de 800 vehículos por 3.05 m. de ancho de canal de viraje por hora de luz verde separada; para la capacidad posible o la práctica hágase el ajuste como lo indica el inciso I-1 y para vehículos comerciales como el inciso I-2.

NOTA: Donde las condiciones son tales que los vehículos de tránsito continuo también utilizan los canales de viraje, es más apropiado aplicar la fig. 24 (1) al ancho completo de la vía de entrada durante el período de luz de viraje a la izquierda y (2) al ancho de los canales continuos para balancear el período continuo. Súmese los resultados y háganse los ajustes normales excepto que para vi-

rajes a la izquierda siempre se agrega un 10%.

IV.- CALLES DE UNA SOLA VIA (1*)

La fig. 26 muestra las capacidades de intersección por hora para calles urbanas de una sola vía por tipo de área y regulación del estacionamiento bajo condiciones promedio. Los ajustes más importantes para condiciones que no son promedio son las siguientes:

1.- CAPACIDADES POSIBLES Y PRACTICAS:

Igual al inciso I-1.

2.- VEHICULOS COMERCIALES:

Igual al inciso I-2.

3.- MOVIMIENTOS DE VIRAJE:

Réstese 1/2 por cada 1% en que el tránsito de viraje a la derecha y a la izquierda combinados exceda del 20% del tránsito total, o súmese 1/2% por cada 1% que éste sea menos de 20% (la deducción máxima para virajes no debe exceder de 20%).

4.- PARADAS DE AUTOBUSES Y ELIMINACION DEL ESTACIONAMIENTO CERCA DE LA INTERSECCION.

Igual al inciso I-4.

5.- CANALES DE VIRAJE ADICIONALES:

Utilícese el ancho normal de la calle al aplicar las cur-

(1*) Ver la llamada de la página 183.

vas en la fig. 26. Antes de aplicar los incisos 1 y 2 que anteceden:

(a) Súmese 5% para un canal adicional de viraje a la izquierda o a la derecha o 10% si han sido agregados ambos.

(b) Para un canal de viraje a la derecha (o a la izquierda) súmese el número de vehículos virando hacia la derecha (o a la izquierda) pero sin exceder, de $600 \times \frac{G}{C}$

v.p.h., o de $\frac{D - 6.10}{7.61} \times N$ v.p.h.

V.- VIAS PREFERENCIALES (1*)

Donde existan condiciones similares a las descritas previamente para intersecciones en vías preferenciales debe utilizarse el siguiente procedimiento al calcular las capacidades prácticas o de diseño.

1.- MOVIMIENTO CONTINUO:

Utilídense 1.000 vehículos por hora de intervalo de luz verde por 3.05 m. de ancho de canal. Réstese 1% por cada 1% que los vehículos comerciales representen del movimiento continuo total durante la hora crítica.

2.- MOVIMIENTOS DE VIRAJE EN CANALES ADICIONALES:

Para determinar la capacidad total de una vía de entrada

(1*) Ver la llamada de la página 183.

a una intersección, sùmese el número de vehículos virando a la derecha y a la izquierda durante una hora a la capacidad del flujo continuo; no obstante, cada volumen de viraje no debe exceder de la capacidad de un canal de viraje, como se indica más abajo. Igualmente, el canal de viraje adicional debe ser suficientemente largo para absorber por lo menos el doble del número promedio de vehículos virando que se acumularía durante el intervalo de luz roja.

A.- Virajes a la derecha con la misma señal del movimiento continuo.

(a) Donde no hay vía auxiliar adyacente ni interferencia de peatones utilícese la capacidad del canal de viraje como 1.000 vehículos por hora de intervalo de luz verde por 3.05 m. de ancho. Réstese 1% por cada 1% que los vehículos comerciales representen del tránsito virando hacia la derecha durante la hora crítica.

(b) Donde los virajes a la derecha estén en conflicto con el tránsito de una vía auxiliar, utilícese la capacidad del canal de viraje a la derecha como la diferencia entre 1.200 vehículos y el total del volumen de tránsito en conflictos (expresado en términos de vehículos de pasajeros) en la vía auxiliar adyacente por hora de intervalo de luz verde; ajústese esta diferencia restando 1% por cada 1%

que los vehículos comerciales representen del tránsito virando a la derecha durante la hora crítica. El volumen, así determinado no debe ser mayor que el que se calculó bajo el párrafo (a) arriba, pero no menor de dos vehículos por ciclo de semáforo.

(c) Donde los virajes hacia la derecha estén en conflicto con los movimientos de peatones en el cruce de la calle, redúzcase el flujo de tránsito calculado bajo el párrafo (a) precedente de la manera siguiente:

Area central20%

Area intermedia10%

Area exteriorninguna reducción.

(d) Donde los virajes hacia la derecha estén en conflicto tanto con el tránsito de vía auxiliar como con los peatones, utilícese el más bajo de los dos valores calculados bajo los párrafos (b) y (3) que anteceden.

B.- Virajes a la izquierda con la misma señal del movimiento continuo.

Utilícese la capacidad del canal de viraje a la izquierda como la diferencia entre 1.200 vehículos y el volumen del movimiento de tránsito continuo opuesto (expresado en términos de vehículos de pasajeros) por hora de intervalo de luz verde; ajústese esta diferencia restando 1% por cada 1% que

los vehículos comerciales representen del tránsito virando hacia la izquierda durante la hora crítica, la capacidad mínima no debe ser menor de dos vehículos por ciclo de semáforo.

C.- Canales adicionales de viraje con señal separada (los peatones están controlados).

Para virajes a la derecha o a la izquierda utilícese la capacidad de 1.000 vehículos por hora de luz verde separada 3.05 m. de ancho de canal; réstese 1% por cada 1% que los vehículos comerciales representen del tránsito que ejecuta movimiento de viraje durante la hora crítica.

3.- PARADAS DE AUTOBUSES EN CANAL DE VIRAJE ADICIONAL.

A.- Parada de autobús lejos de la intersección.

No tiene efecto aparente sobre la capacidad de la vía de entrada a la intersección.

B.- Parada de autobús cerca de la intersección (no hay señal separada en el semáforo para virajes a la derecha).

Las paradas de autobuses en el canal de viraje a la derecha tienden a reducir la capacidad del movimiento

continuo porque hacen necesario ejecutar movimientos de viraje a la derecha alrededor del autobús directamente desde los canales de tránsito continuo. En este caso la capacidad se puede ajustar de la manera siguiente:

a) Donde el número de autobuses que se detiene durante la hora crítica es tan grande como para anular el uso del canal adicional para virajes a la derecha, réstese $1\frac{1}{2}\%$ del tránsito continuo por cada 1% que el tránsito virando a la derecha represente del tránsito total; luego súmese el número de autobuses y el número de vehículos virando a la derecha y a la izquierda para obtener la capacidad práctica total de la vía de entrada a la intersección.

b) Donde aproximadamente un autobús se detiene en el canal adicional por ciclo de semáforo, réstese 1% del flujo continuo por cada 1% que el tránsito virando a la derecha represente del tránsito total. luego súmese el número de autobuses y el de los vehículos virando a la derecha y a la izquierda para obtener la capacidad práctica total.

c) Donde los autobuses se detienen en proporción menos de una vez por cada 4^o o 5^o de ciclo, el efecto de los autobuses puede ignorarse.

APLICACION DE INFORMACION Al ajustar los volúmenes que
SOBRE LA CAPACIDAD DE IN-
TERSECCION. se muestran en la fig. 24 pa-

ra condiciones que no son promedio, cada ajuste debe hacerse co
mo operación separada, utilizando el resultado de la operación
previa para cada ajuste consecutivo. Para lograr esto cuando se-
a necesario un número de ajustes, cada ajuste puede ser calculado
y añadido a o restado de 1.00, obteniendo luego un factor to-
tal de estos factores individuales multiplicándolos entre ellos.
Los ejemplos siguientes dan idea de las aplicaciones correctas
de los datos.

EJEMPLO 1

Problema:

Cuáles son las capacidades posibles y práctica de una vía
de entrada a una intersección en una calle de doble vía, de 13.75
m. de ancho de brocal a brocal, en un área central donde el esta-
cionamiento está prohibido, el 20% del tránsito vira a la derecha,
el 15% a la izquierda, el 5% del tránsito total durante las horas
críticas está constituido por vehículos comerciales, existen pa-
radas de autobuses cerca de la intersección, y el semáforo tiene
un período de luz verde o "SIGA" de 35 segundos de un ciclo de
60?

Solución:

Según la fig. 24, la capacidad establecida de una vía de en-

trada a una calle promedio de 13.75 m. de ancho de brocal a brocal en un área central con prohibición de estacionamiento es de 1.660 vehículos por hora de intervalo de luz verde.

Se requieren los siguientes ajustes ya que las condiciones no son promedio:

Causa	Efecto	Factor
Virajes a la derecha.....	$(10-20) \frac{1}{2} = -5\%$	0.95
Virajes a la izquierda.....	$(10-15) = -5\%$	0.95
Vehículos comerciales.....	$(10-5) = +5\%$	1.05
Parada de Autobús cerca.....	- 10%	0.90
Factor total = $0.95 \times 0.95 \times 1.05 \times 0.90 =$		0.85

Capacidad posible = $1.10 \times 0.85 \times \frac{35}{60} \times 1,660 = 905$ vehículos por hora en dirección del flujo de tránsito más denso.

Capacidad práctica = $0.90 \times 0.85 \times \frac{35}{60} \times 1,660 = 741$ vehículos por hora en dirección del flujo de tránsito más denso.

EJEMPLO 2

Problema:

Cuál es la capacidad práctica de dos calles intersectantes, si la calle norte-sur es de 12.20 m. de ancho y la este-oeste de 16.52? El estacionamiento está permitido en la calle este-oeste y prohibido en la norte-sur. La intersección está ubicada en un área central donde predominan condiciones promedio y el ciclo de semáforo es de 27 segundos en luz verde y tres en amarilla, para

cada brazo, con un total de 60 segundos.

Solución:

De acuerdo con la figura 24, la capacidad práctica de la calle norte-sur es de $0.90 \times 1.410 = 1.269$ vehículos por hora de intervalo de luz verde. El semáforo reduce este volumen a $1.269 \times \frac{27}{60} = 571$ vehículos por hora en una dirección.

De acuerdo con la fig. 24, la capacidad práctica de la calle este-oeste es de $0.90 \times 1.110 = 999$ vehículos por hora de intervalo de luz verde. Esto reduce el semáforo a $999 \times \frac{27}{60} = 450$ vehículos por hora en una dirección.

EJEMPLO 3

Problema:

Cuál sería la distribución del tiempo de semáforo en la intersección descrita en el ejemplo 2 si el volumen horario crítico en una dirección en la calle norte-sur es de 600 v.p.h. y en el de la este-oeste 400 v.p.h. ?

Solución:

El tiempo mínimo en minutos por hora para cada operación, a sumiendo un ciclo de 60 segundos, es el siguiente:

Luz verde, calle norte-sur	$\frac{600}{1.269}$	X 60 =	Minutos 28.4
Luz verde, calle este-oeste	$\frac{400}{999}$	X 60 =	24.0
Luz amarilla 6 segundos por ciclo			<u>6.0</u>
Total.....			58.4

El período de luz verde para calles norte-sur debe ser:

$$\frac{28.4}{(28.4 \quad 24.0)} \times (60 - 6.0) = 29.3 \text{ segundos}$$

El período de luz verde para la calle este-oeste debe ser:

$$\frac{24.0}{(28.4 \quad 24.0)} \times (60 - 6.0) = 24.7 \text{ segundos}$$

EJEMPLO 4

Problema:

Una intersección como la descrita en el ejemplo 3 está seriamente congestionada por volúmenes que exceden de aquéllos utilizados en dicho ejemplo. Para aliviar esta situación se propone eliminar el estacionamiento en ambas calles y ampliar la calle norte-sur. Después de estas mejoras, se anticipan volúmenes de tránsito de 750 v.p.h. en una dirección de la calle este-oeste, y 900 v.p.h. en una dirección también de la norte-sur. Cuál debe ser el ancho de la calle norte-sur y los intervalos del semáforo de esta intersección, utilizando un ciclo de 80 segundos con tres segundos de luz amarilla?

Solución:

El tiempo total de luz amarilla por hora será de $6 \times \frac{3.600}{80} = 270$ segundos = 4.5 minutos.

Una calle de 16.52 m. sin estacionamiento tiene una capacidad 2.000 vehículos por hora de intervalo de luz verde, de acuer

do con la figura 24. De tal manera que el tránsito este-oeste requerirá

$$\frac{750}{0.9 \times 2.000} \times 60 = 25.0 \text{ minutos.}$$

Restan 30.5 minutos o $\frac{30.5}{60}$ horas de intervalo de luz verde en la calle norte-sur, haciendo posible una capacidad práctica de $\frac{60}{30.5} \times 900 = 1.770$ vehículos por hora de intervalo de luz verde. Esta capacidad práctica corresponde a una capacidad indicada de $\frac{1.770}{0.9} = 1.967$ vehículos por hora de intervalo de luz verde. Como se indica en la figura 24, una calle de 15.91 m. absorberá este volumen.

Los intervalos del semáforo deben ser:

	Segundos
Luz verde, calle norte-sur	
$\frac{30.5}{(30.5 - 25.0)} \times (80 - 6.0) =$	40.7
Luz verde, calles este-oeste	
$\frac{25.0}{(30.5 + 25.0)} \times (80 - 6.0) =$	33.3
Luz amarilla.....2 x 3.0 =	6.0
Total.....	80.0

EJEMPLO 5.

Problema:

Cuáles son las capacidades posible y práctica de cada vía de entrada de la intersección "T" ilustrada en la fig. 29? Si el

tránsito durante la hora crítica (sobre la base de un flujo de doble vía) representa un 9% del promedio de tránsito diario, y el 60% del tránsito durante la hora crítica viaja en una dirección, cuál será el promedio de tránsito diario de la calle este-oeste en el bloque al oeste de esta intersección si está operando a su capacidad posible?

Solución:

ENTRADA OESTE

Según la fig. 24, la capacidad indicada de una vía de entrada en la calle promedio de 17.74 m. en un área intermedia con estacionamiento es de 1.380 vehículos por hora de intervalo de luz verde.

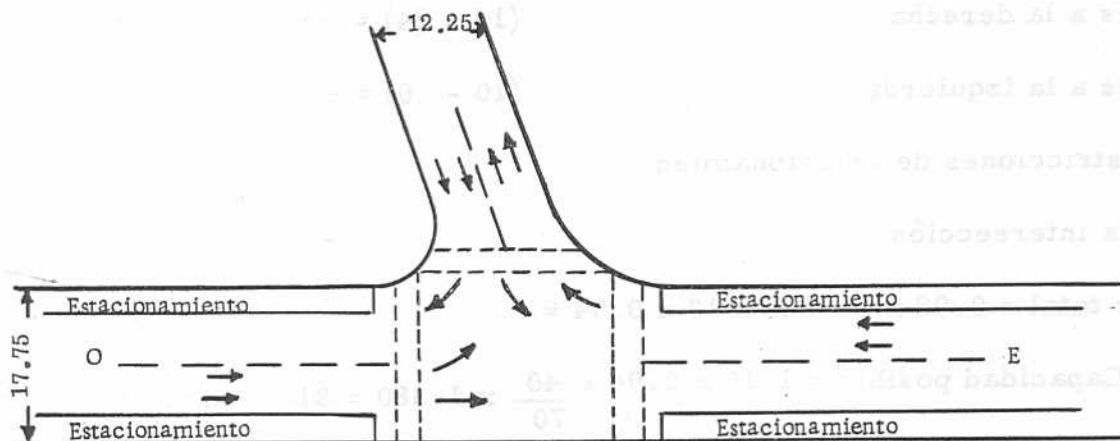
Ajustes

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 12) = -2\%$	0.98
Virajes a la derecha	$(10 - 0) \frac{1}{2} = +5\%$	1.05
Virajes a la izquierda	$(10 - 11) = -1\%$	0.99
Sin restricción de estacionamiento en la intersección	$(-0 + 11) \frac{1}{4} = -3\%$	0.97

(Véase ajuste I - 4 - C)

$$\text{Factor total} = 0.98 \times 1.05 \times 0.99 \times 0.97 = 0.99$$

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 0.99 \times \frac{40}{70} \times 1.380 = 860 \text{ vehículos por hora}$$



A R E A I N T E R M E D I A
SEMAFORO DE TIEMPO FIJO
CONTROL DE DOS FASES
CICLO - 70 SEGUNDOS

CALLE E - O
Intervalo luz verde - 40 seg.
Vehículos Comerciales - 12%
Movimientos de cruce:
O a N - 11% del vol. vía entrada
E a N - 24% del vol. vía entrada
No hay parada de autobús

CALLE N -
Intervalo luz verde - 25 seg.
Vehículos Comerciales - 15%
Movimientos de cruce:
N a E - 65% del vol. vía entrada
N a O - 35% del vol. vía entrada
No hay parada de autobús.

FIGURA N° 29.- Ilustración del ejemplo 5.

hora.

Capacidad práctica = $0.90 \times 0.99 \times \frac{40}{70} \times 1.380 = 700$ vehículos
por hora.

ENTRADA ESTE

Para condiciones promedio, la capacidad indicada es de 1.380
vehículos por hora de intervalo de luz verde, conforme se indica
arriba.

Ajustes

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 12) = - 2\%$	0.98
Virajes a la derecha	$(10 - 24) = - 7\%$	0.93
Virajes a la izquierda	$(10 - 0) = + 10\%$	1.10
Sin restricciones de estacionamiento en la intersección	- 6%	0.94
Factor total = $0.98 \times 0.93 \times 1.10 \times 0.94 =$		0.94

Capacidad posible = $1.10 \times 0.94 \times \frac{40}{70} \times 1.380 = 810$ vehículos por hora.

Capacidad práctica = $0.90 \times 0.94 \times \frac{40}{70} \times 1.380 = 665$ vehículos por hora.

ENTRADA NORTE

En la calle interceptada de una intersección en "T", se considera que el movimiento continuo es el mayor de los dos movimientos de viraje; por lo tanto, como lo indica la fig. 29, el movimiento continuo es un 65% y el movimiento de viraje un 35% del flujo total durante la hora crítica.

Según la fig. 24 la capacidad indicada de una calle de 12.25 m. bajo condiciones promedio es de 1.350 vehículos por hora de intervalo de luz verde.

Ajustes

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 15) = - 5\%$	0.95
Virajes a la derecha (deducción máxima)	- 10%	0.90
Virajes a la izquierda (no hay)	$(10 - 0) = + 10\%$	1.10
No hay estacionamiento ni pa- radas de autobuses	+ 5%	1.05
Factor total = $0.95 \times 0.90 \times 1.10 \times 1.05 =$		0.99

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 0.99 \times \frac{25}{70} \times 1.350 = 325 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Capacidad práctica} = 0.90 \times 0.99 \times \frac{25}{70} \times 1.350 = 430 \text{ v.p.h.}$$

El promedio de tránsito diario en la calle este-oeste en la manzana oeste de la intersección, operando a su capacidad posible, es la siguiente: $860 = \left(\frac{40}{60} \times 860 \right) \times \frac{100}{9} = 15.920$ vehículos por día.

EJEMPLO 6

Problema:

Cuál es la capacidad posible y la práctica de cada vía de entrada de la intersección representada en la fig. 30? Esta es la misma intersección de la fig. 29 excepto que existe una eliminación parcial del estacionamiento y una sustitución por semáforo multifásico para aumentar la capacidad de la calle este-oeste y eliminar los conflictos entre vehículos y peatones:

Solución:

ENTRADA OESTE

Movimiento continuo, fases 1 y 2.

Ancho disponible para movimiento continuo, (el estacionamiento está eliminado como se indica) $\frac{17.75}{2} - 3 = 5.85$ mts. (véase el ajuste III-2-a). Según la fig. 24, la capacidad de una calle del doble de este ancho y sin estacionamiento para condiciones promedio es de 1.300 vehículos por hora de intervalo de luz verde. El intervalo de luz verde para las fases 1 y 2 = $40 + 3$ (luz amarilla para movimiento continuo opuesto) + $15 = 58$ segundos.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 12) = - 2\%$	0.98
Virajes a la derecha	$(10 - 0)\frac{1}{2} = + 5\%$	1.05
Virajes a la izquierda	$(10 - 0) = + 10\%$	1.10
No hay parada de autobús	$+ 5\%$	1.05

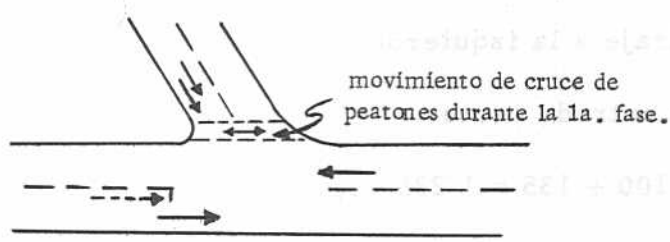
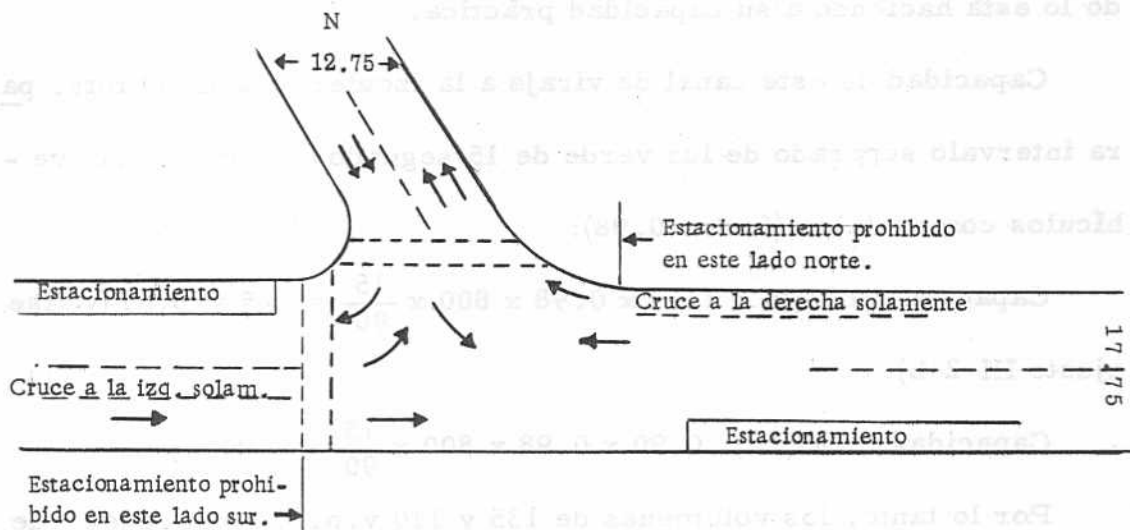
$$\text{Factor total} = 0.98 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.05 = 1.19$$

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 1.19 \times \frac{58}{90} \times 1.300 = 1.100 \text{ v.p.h.}$$

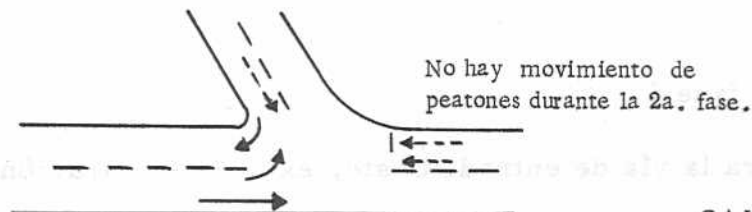
$$\text{Capacidad práctica} = 0.90 \times 1.19 \times \frac{58}{90} \times 1.300 = 900 \text{ v.p.h.}$$

Movimiento de viraje a la izquierda, fase 2.

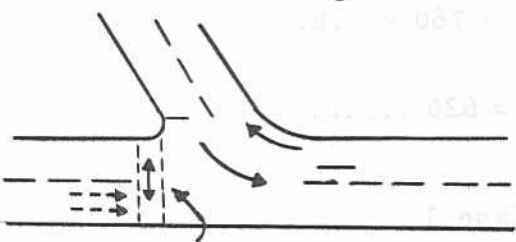
El viraje a la izquierda es un 11% del volumen total en la vía de entrada oeste, o sea $1.100 \times \frac{11}{89} = 1.35$ v.p.h. cuando la vía de entrada



FASE 1
Luz verde - 40 seg.



FASE 2
Luz verde - 15 seg.



Movimiento de cruce de peatones durante la 3a. fase.

FASE 3
Luz verde - 26 seg.

CALLE - E - O
Vehículos Comerciales - 12%
Movimientos de cruce:
O a N - 11% del vol. vía entrada
E a N - 24% del vol. vía entrada
No hay parada de autobús.

CALLE - N
Vehículos Comerciales - 15%
Movimientos de cruce:
N a E - 65% del vol. vía entrada
N a O - 35% del vol. vía entrada
No hay parada de autobús.

FIGURA N° 30.- Ilustración del ejemplo 6.

está operando a su capacidad posible, y $900 \times \frac{11}{89} = 110$ v.p.h. cuando lo está haciendo a su capacidad práctica.

Capacidad de este canal de viraje a la izquierda de 3.00 mts. para intervalo separado de luz verde de 15 segundos y con 12% de vehículos comerciales (factor 0.98):

Capacidad posible = $1.10 \times 0.98 \times 800 \times \frac{15}{90} = 145$ v.p.h. (véase ajuste III-2-b).

Capacidad práctica = $0.90 \times 0.98 \times 800 \times \frac{15}{90} = 145$ v.p.h.

Por lo tanto, los volúmenes de 135 y 110 v.p.h. no exceden de la capacidad del canal de viraje a la izquierda.

Capacidad total de la vía de entrada oeste.

Capacidad posible = $100 + 135 = 1235$ v.p.h.

Capacidad práctica = $900 + 110 = 1010$ v.p.h.

ENTRADA ESTE

Movimiento continuo, fase 1.

El mismo que para la vía de entrada oeste, excepto la duración del intervalo de luz verde, que es de 40 segundos:

Capacidad posible = $1.100 \times \frac{40}{58} = 760$ v.p.h.

Capacidad práctica = $900 \times \frac{40}{58} = 620$ v.p.h.

Movimiento de viraje a la derecha, fase 3.

El viraje a la derecha es un 24% del volumen total en la vía de entrada este = $760 \times \frac{24}{76} = 240$ v.p.h. cuando la vía de entrada es-

tá operando a su capacidad posible, y $620 \times \frac{24}{76} = 200$ v.p.h. cuando lo está haciendo a su capacidad práctica.

Capacidad del canal de viraje a la derecha de 3.00 mts. para intervalos separados de luz verde de 26 segundos y con 12% de vehículos comerciales:

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 0.98 \times \frac{26}{90} = 250 \text{ v.p.h.}$$

Capacidad total de la vía de entrada este.

$$\text{Capacidad posible} = 760 + 240 = 1.000 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Capacidad práctica} = 620 + 200 = 820 \text{ v.p.h.}$$

ENTRADA NORTE

Movimiento de viraje a la izquierda, fase 3.

Capacidad del canal de 3.00 mts. con 15% de camiones y un intervalo de luz verde 26 segundos:

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 0.95 \times 800 \times \frac{26}{90} = 240 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Capacidad práctica} = 0.90 \times 0.95 \times 800 \times \frac{26}{90} = 200 \text{ v.p.h.}$$

Movimiento de viraje a la derecha, fase 2.

El viraje a la derecha es un 35% del volumen total de la vía de entrada norte, o $240 \times \frac{35}{65} = 110$ v.p.h. cuando lo está haciendo a su capacidad práctica.

Capacidad de este canal de viraje a la derecha de 3.00 mts. con un intervalo de luz verde separado de 15 segundos y un 15% de vehículos comerciales:

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 0.95 \times 800 \times \frac{15}{90} = 140 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Capacidad práctica} = 0.90 \times 0.95 \times 800 \times \frac{15}{90} = 115 \text{ v.p.h.}$$

Por lo tanto, los volúmenes 130 y 110 v.p.h. indicados arriba no exceden de la capacidad del canal de viraje a la derecha.

Capacidad total de la vía de entrada norte.

$$\text{Capacidad posible} = 240 + 130 = 370 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Capacidad práctica} = 200 + 110 = 310 \text{ v.p.h.}$$

EJEMPLO 7

Problema:

Cual es la capacidad posible de cada vía de entrada de la intersección múltiple que muestra la fig. 31?

Solución:

ENTRADA "A"

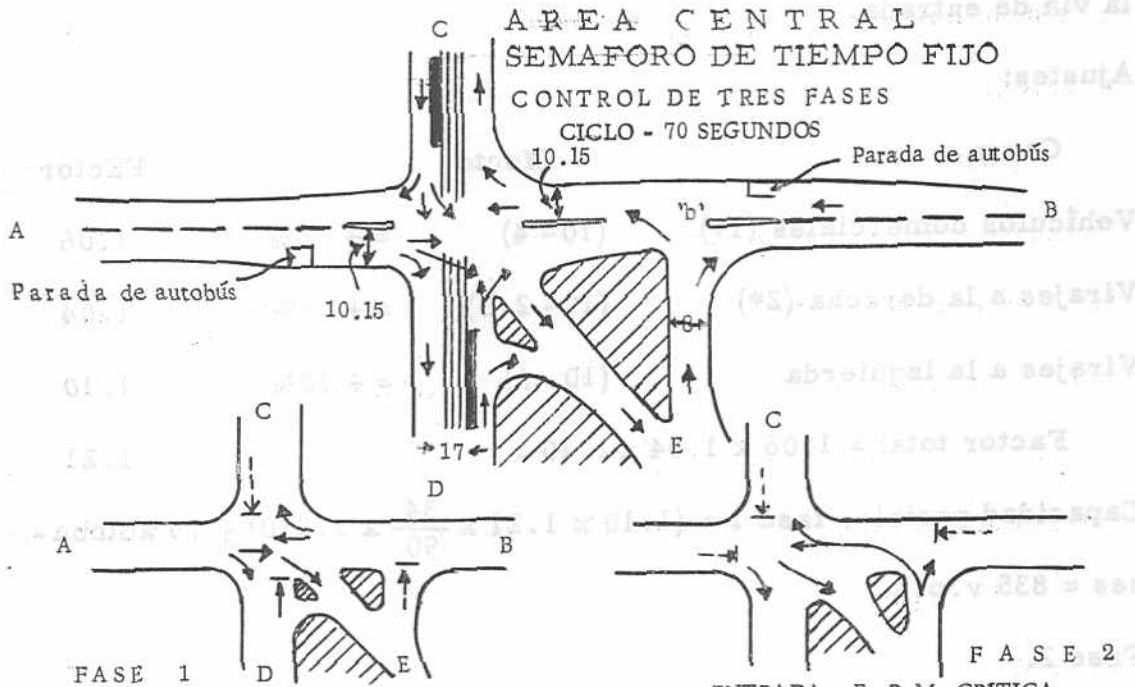
Fase 1:

El ancho efectivo de la vía de entrada = $10.15 - 3.65 = 6.50$ mts.
(la deducción de 3.50 mts. se debe a que por lo menos un autobús siempre está recogiendo o dejando pasajeros durante la hora máxima; véase el ajuste I-4-A-d).

La capacidad de la vía de entrada para condiciones promedio, de acuerdo con la fig. 24, para una calle de $2 \times 6.50 = 13$ mts. de ancho, es de 1.510 vehículos por hora de intervalo de luz verde.

El intervalo total de luz verde por ciclo para los movimientos A a D y A a E es de $34 + 26 = 60$ segundos (fase 1 más fase 2).

Durante la fase 1:



ENTRADA - A, A.M. CRITICA
Cruces de vehículos:
 Izquierda a C 0%
 Derecha a D 4% *
 Derecha a E 32%
 Veh. Com. incluyendo 11% buses.
 Buses 75 por hora
 Intervalo luz verde - 34 seg.
 * Total movimiento durante Fases 1 y 2.

ENTRADA - E, P.M. CRITICA
 Verde en 'b' - 18 seg.
 Desfase verde-amarillo 'b' a 'a' 8 seg.
Cruces de vehículos:
 Derecha a B - 2%
 Derecha a C - 18%
 Izquierda a A - 80%

ENTRADA - B, P.M. CRITICA
Cruces de vehículos:
 Derecha - 8%
 Izquierda - 0% (no hay cruce)
 Vehículos comerciales 13%
 Buses 90 por hora
 Intervalo luz verde - 34 seg.

ENTRADA - A, P.M. CRITICA
 Verde = 18 + 8 = 26 seg.

FASE 3

ENTRADA - C, A.M. CRITICA
Cruce de vehículos:
 Derecha - 4%
 Izquierda - 5%
 Izquierda - 11%
 Vehículos comerciales 6%
 Tranvía. (no parada bus)
 Intervalo luz verde - 24 seg.

ENTRADA - D, P.M. CRITICA
Cruce de vehículos
 Derecha a E - despreciable
 Derecha a B - 8%
 Izquierda a A - 0% (no hay cruce)
 Vehículos comerciales 8%
 Tranvía. (no parada bus)
 Intervalo luz verde - 24 seg.

FIGURA N° .- Ilustración del ejemplo 7.

$$A a D = \frac{34}{60} \times 32\% = 0.57 \times 32\% = 18.2\% \text{ del volumen total de}$$

la vía de entrada.

Ajustes:

Causa	Efecto		Factor
Vehículos comerciales (1*)	(10 - 4)	= + 6%	1.06
Virajes a la derecha (2*)	(10 - 2.3)†	= + 4%	1.04
Virajes a la izquierda	(10 - 0)	= + 10%	1.10
Factor total = 1.06 x 1.04 x 1.10 =			1.21

Capacidad posible, fase 1 = $(1.10 \times 1.21 \times \frac{34}{90} \times 1.510) + 75$ autobuses = 835 v.p.h.

Fase 2.

Durante la fase 2: $A a D = \frac{26}{60} \times 4\% = 0.43 \times 4\% = 1.7\%$ del volumen total de la vía de entrada.

$A a E = \frac{26}{60} \times 32\% = 0.43 \times 32\% = 13.8\%$ del volumen total de la vía de entrada.

La capacidad total, C, de la vía de entrada A durante la fase 1 y la fase 2 está compuesta de la siguiente manera:

835 v.p.h. = total, todos los movimientos, fase 1.

1.7% C = movimiento A a D, fase 2.

(1*) Dentro de los límites de acierto de la solución puede asumirse que los autobuses (75 en número) constituyen alrededor del 7% del volumen total de la vía de entrada. Como los vehículos comerciales, incluyendo los autobuses, constituyen el 11% del volumen de la vía de entrada, se desprende que el 4% de este tránsito se compone de camiones, para los cuales hay que hacer un ajuste. No se haga ningún ajuste para autobuses como vehículos comerciales donde se efectúe la deducción de 3.50 mts. del ancho de la calle: véase el ajuste I-4 - A - d.

(2*) El movimiento A E se considera como parte del movimiento continuo.

13.8% C = movimiento A a E, fase 2.

Luego $C = 835 + 0.017 C + 0.138 C$. Resultado, $C = 990$ v.p.h.

Durante la fase 2:

A a D = $0.017 \times 990 = 17$ v.p.h.

A a E = $0.138 \times 990 = 136$ v.p.h.

Total 153 v.p.h.

El total, así como el movimiento de A a E, son menores que la capacidad de un canal de viraje (véase el ajuste III - 1 - b)

Puesto que la calle en realidad es de doble vía con una isla canalizadora, se aplican los valores de capacidad de la fig. 24 en vez de los valores de la fig. 26, que es para calles de una sola vía.

En el punto b, considérese el movimiento de viraje a la izquierda hacia A como movimiento continuo. La capacidad de la vía de entrada para condiciones promedio según la fig. 24 para una calle de 2×8.00 m. es de 1.930 v.p.h. de intervalo de luz verde.

AJUSTES:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales (como no se indicaron los vehículos comerciales, utilícen se las condiciones promedio)	(10 - 10) = 0%	1.00
Virajes a la derecha	(10 - 2)½ = + 4%	1.04
Virajes a la izquierda	(10 - 0) = + 10%	1.10
No hay parada de autobús.	= + 5%	1.05

$$\text{Factor total} = 1.00 \times 1.04 \times 1.10 \times 1.05 = 1.20$$

$$\text{Capacidad posible} = 1.10 \times 1.20 \times \frac{18}{90} \times 1.930 = 510 \text{ v.p.h.}$$

En el punto "a" las computaciones indican una capacidad mayor; por lo tanto predomina el punto "b".

ENTRADA B.

Fase 1.

El ancho efectivo y la capacidad para condiciones promedio son las mismas que para la vía de entrada A.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales (1*)	$(10 - 2) = + 8\%$	1.08
Virajes a la derecha	$(10 - 8) \frac{1}{2} = + 1\%$	1.01
Virajes a la izquierda	$(10 - 0) = + 10\%$	1.10

$$\text{Factor total} = 1.08 \times 1.01 \times 1.10 = 1.20$$

$$\text{Capacidad posible, fase 1} = (1.10 \times 1.20 \times \frac{34}{90} \times 1.510) + 90 \text{ autobuses} = 845 \text{ v.p.h.}$$

Fase 2.

Desde la vía de entrada E (arriba), la capacidad posible = $510 - (0.02 \times 510) = 500 \text{ v.p.h. (2*)}$

(1*) Se asume que los autobuses constituyen el 11% del tránsito total que llega del lado B. Por lo tanto el resto del tránsito comercial representa el 2% del total; ver nota (1) de la página No. 208

(2*) La deducción hecha es para el cruce a la derecha E a B.

Fase 1 más fase 2.-

La capacidad posible de la vía de entrada B=845 + 500 = 1.345

v.p.h.

ENTRADA C

La capacidad de la vía de entrada bajo condiciones promedio para un ancho de la calle de 17,15 mts. con tranvías, según la fig. 24, es de 1.100 v.p.h. de intervalo de luz verde.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	(10 - 6) = - 4%	1.04
Virajes a la derecha	(10 - 4) $\frac{1}{2}$ = - 3%	1.03
Virajes a la izquierda	10 - (10 - 6) = - 6%	0.94
Factor total = 1.04 x 1.03 x 0.94 =		1.01

Capacidad posible = 1.10 x 1.01 x $\frac{24}{90}$ x 1.100 = 325 v.p.h.

ENTRADA D

Como en la vía de entrada C, la capacidad para condiciones promedio es de 1.100 v.p.h. de luz verde.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	(10 - 8) = + 2%	1.02
Virajes a la derecha	(10 - 6) $\frac{1}{2}$ = + 2%	1.02
Virajes a la izquierda	(10 - 0) = + 10%	1.10
Factor total = 1.02 x 1.02 x 1.10 =		

Capacidad posible = 1.10 x 1.15 x $\frac{24}{90}$ x 1.100 = 370 v.p.h.

EJEMPLO 8

Problema:

Cuales son las capacidades prácticas de las vías de entrada A y B de la intersección ilustrada en la fig. 32?

Solución:

ENTRADA A

Movimiento continuo y movimiento de viraje a la derecha.

Según la fig. 24, la capacidad indicada para una vía de entrada en una calle de $9.25 \text{ mts.} \times 2 = 18.45 \text{ mts.}$ de ancho con estacionamiento es de 1.430 v.p.h. de intervalo de luz verde (el canal de viraje a la izquierda se considera separadamente más adelante).

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 6) = + 4\%$	1.04
Virajes a la derecha	$(10 - 4) \frac{1}{2} = + 3\%$	1.03
Virajes a la izquierda (Virajes a la izquierda en el canal de viraje adicional: Véase el ajuste II-2.)	$(10 - 0) = + 10\%$	1.10
Parada de autobús	$(4 + 0) \frac{1}{4} = + 1\%$	1.01

(Véase el ajuste I-4-B-a: los virajes a la izquierda se consideran CERO en esta computación porque son hechos desde un canal de viraje adicional).

$$\text{Factor total} = 1.04 \times 1.03 \times 1.10 \times 1.01 = 1.19$$

$$\text{Capacidad práctica} = 0.90 \times 1.19 \times \frac{30}{64} \times 1.430 = 720 \text{ v.p.h.}$$

Los movimientos de viraje a la izquierda son un 14% del volumen total de la vía de entrada, o $720 \times \frac{14}{86} = 117 \text{ v.p.h.}$; o $117 \times \frac{64}{30} = 250 \text{ v.p.h.}$ de intervalo de luz verde. Con 12% de vehículos comerciales, esto es igual a un equivalente de 280 vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL CANAL DE VIRAJE A LA IZQUIERDA.

El movimiento continuo opuesto, de B a A, durante el período máximo de la mañana, es un 35% del

movimiento continuo combinado en ambas direcciones:

$$\text{El movimiento continuo de A a B} = 720 \times \frac{82}{(100 - 14)} = 685 \text{ v.p.h.}$$

$$\text{Movimiento continuo de B a A} = 685 \times \frac{35}{65} = 370 \text{ v.p.h.}, \text{ o } 370 \times \frac{64}{30}$$

= 790 v.p.h. de intervalo de luz verde.

Con un 9% de vehículos comerciales, esto es igual a un equivalente de 860 vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde.

La capacidad del canal de viraje a la izquierda (véase el ajuste II-3-b es de $1.200 - 860 = 340 \text{ v.p.h.}$ de intervalo de luz verde.

El movimiento de viraje a la izquierda de 280 vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde, o de 117 v.p.h. por consiguiente puede ser absorbido.

$$\text{Capacidad práctica total de la vía de entrada A. } 720 + 117 = 837 \text{ v.p.h.}$$

AREA INTERMEDIA
SEMAFORO DE TIEMPO FIJO
CONTROL DE DOS
FASES
CICLO - 64 SEGUNDOS
VERDE EN CALLE A-B 30 SEGUNDOS

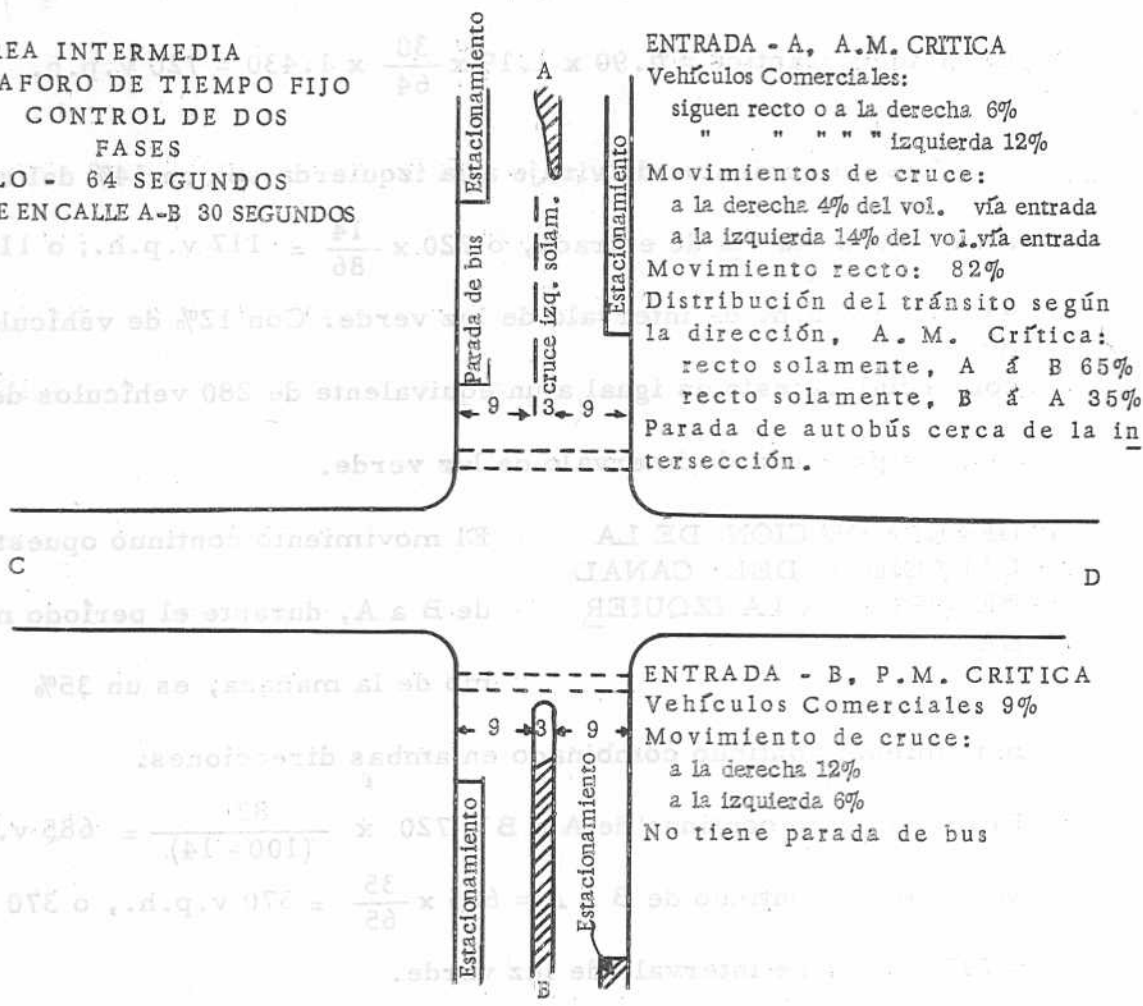


FIGURA N° 32.- Ilustrativa del ejemplo 8

ENTRADA B

La capacidad de la vía de entrada B, según la fig. 24, es la misma que la de la vía de entrada A, o sea 1.430 vehículos por hora de intervalo de luz verde.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$(10 - 9) = 1\%$	1.01
Virajes a la derecha	$(10 - 12)\frac{1}{2} = - 1\%$.99

Virajes a la izquierda	$(10 - 6) = + 4\%$	1.04
Restricción del estacionamiento	$(12 + 6) - \frac{1}{4}(12 + 6) = + 14\%$	1.14
(Véase el ajuste I - 4 - C).		
Factor total	$= 1.01 \times 0.99 \times 1.04 \times 1.14 =$	1.19
Capacidad práctica	$= 0.90 \times 1.19 \times \frac{30}{64} \times 1.430 =$	715 v.p.h.

EJEMPLO 9

Problema:

Cual es la capacidad práctica de la calle de una sola vía en la fig. 33?

Solución:

Según la fig. 26, cuando las condiciones son promedio la capacidad es de 1.620 v.p.h. de intervalo de luz verde.

Ajustes:

Vehículos comerciales	$(10 - 10) = 0\%$	1.00
Virajes a la derecha y a la izquierda.	$(20 - 14)\frac{1}{2} = + 3\%$	1.03
El estacionamiento no está restringido en la intersección.	$-\frac{1}{4} \times 14 = - 4\%$	0.96
(Véase ajuste I - 4 - C)		

Factor total	$= 1.00 \times 1.03 \times 0.96 =$	0.99
Capacidad práctica	$= 0.90 \times 0.99 \times \frac{36}{60} \times 1.620 =$	870 vehículos por hora.

10.1
11.1
12.1

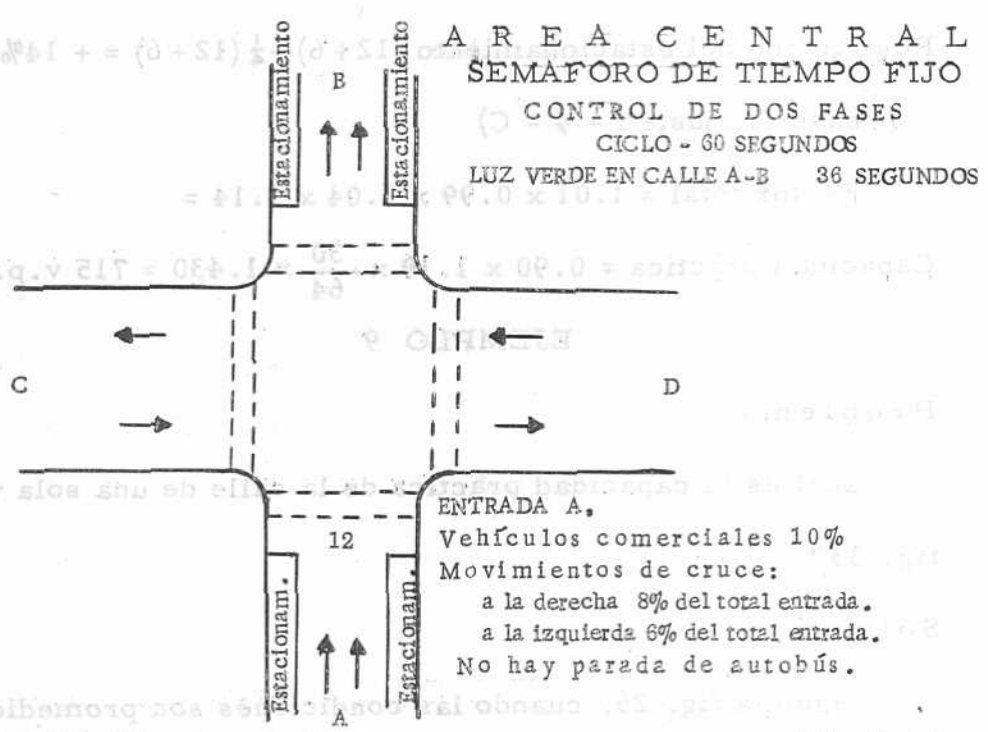


FIGURA N° 33.- Ilustrativa del ejemplo 9

EJEMPLO 10

Problema:

Cuál es la capacidad práctica de la calle descrita en el ejemplo 9 si se eliminan el estacionamiento a la izquierda y se restringe a 36.50 mts. antes del cruce de peatones a la derecha, como lo muestra la figura 34?

Solución:

Según la fig. 26, la capacidad es de 2.250 vehículos por hora

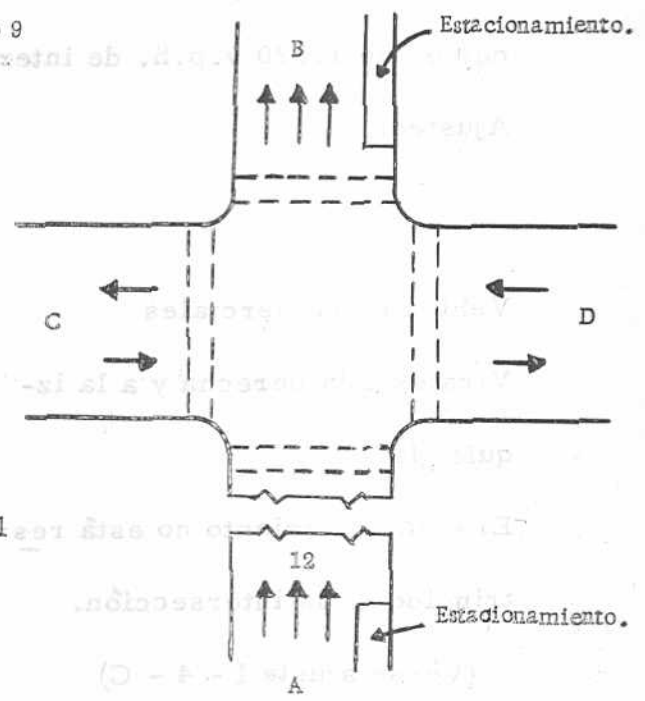


FIGURA N° 34.- Ilustrativa del ejemplo 10

de intervalo de luz verde, cuando las condiciones son promedio.

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Virajes a la derecha y a la izq.	$(20 - 14)\frac{1}{2} = + 3\%$	1.03
Restricción de estacionamiento de 36.65 mts....	$(-\frac{1}{4} \times 14) + 14 \frac{(120 - 20)}{(5 \times 36)} = + 4\%$	1.04
(Véase ajuste I - 4 - C)		
Factor total =	$1.03 \times 1.04 =$	1.07
Capacidad práctica =	$0.90 \times 1.07 \times \frac{36}{60} \times 2.250 = 1.300$	v.p.h.

EJEMPLO 11

Problema:

Cuál es la capacidad práctica de cada vía de entrada en la intersección de la vía expresa que muestra la fig. 35?.

Solución:

ENTRADA A

Movimiento continuo, $1.000 \times \frac{12}{10} \times 2 = 2.400$ vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde (véase el ajuste V). Con un 12% de vehículos comerciales, $2.400 \times 0.88 = 2.110$ v.p.h. de intervalo de luz verde; o $2.110 \times \frac{40}{75} = 1.125$ v.p.h.

Movimiento de viraje a la derecha. $2.110 \times \frac{14\%}{80\%} = 370$ v.p.h. de intervalo de luz verde, o $370 - (0.20 \times 370) + 2 \times 0.20 \times 370 = 445$ vehículos de pasajeros equivalentes por hora de intervalo de luz verde.

VIA AUXILIAR

Intervalo de luz verde - 36 seg.
 Movimiento continuo - 300 v.p.h.
 Vehículos comerciales - 15%

ENTRADA - A

Intervalo de luz verde
 - 40 seg.

Vehículos comerciales:

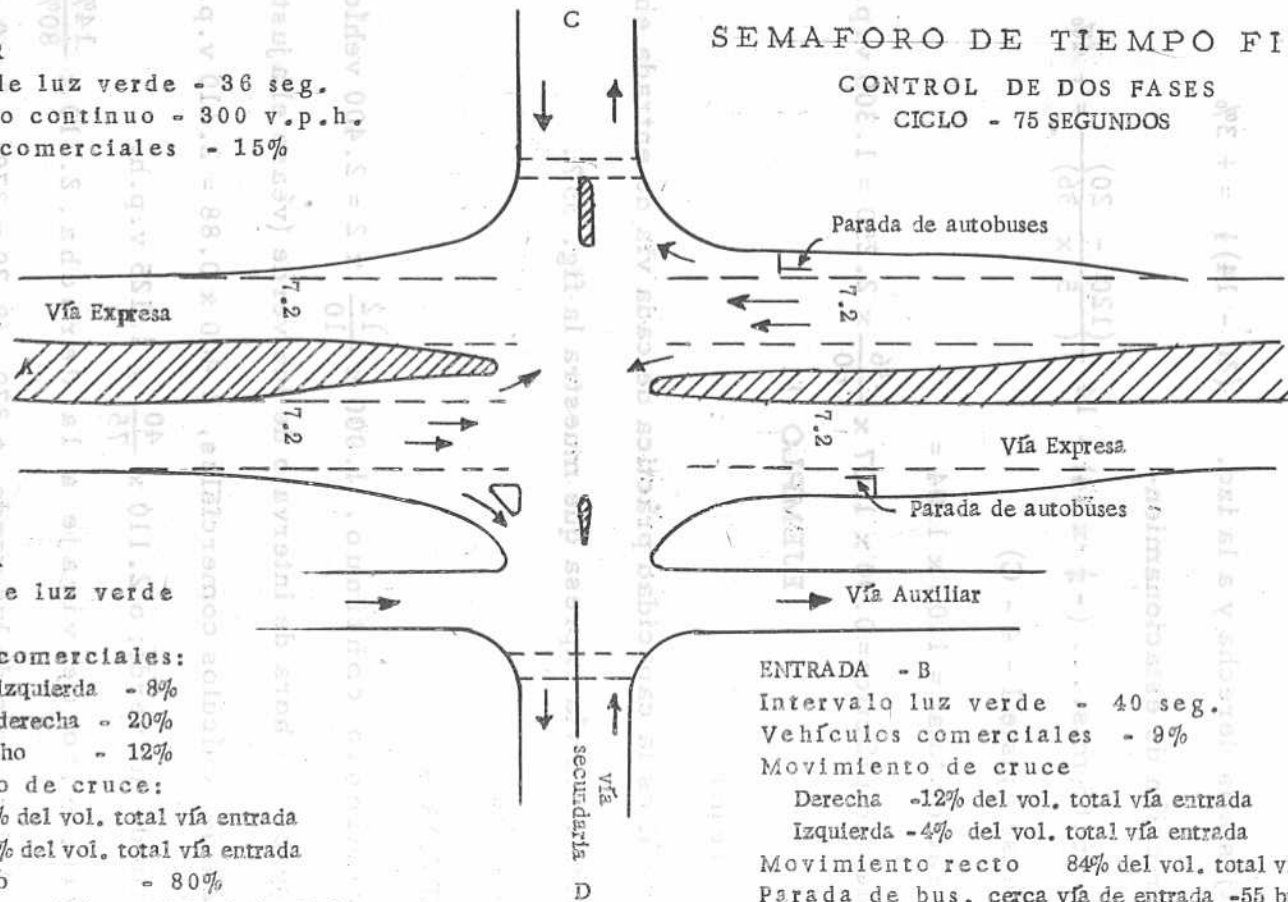
Cruce a la izquierda - 8%
 Cruce a la derecha - 20%
 Sigue derecho - 12%

Movimiento de cruce:

Derecha 14% del vol. total vía entrada
 Izquierda 6% del vol. total vía entrada

Movimiento - 80%

Parada de autobús - lejos de la vía de entrada

**SEMAFORO DE TIEMPO FIJO**

CONTROL DE DOS FASES
 CICLO - 75 SEGUNDOS

Parada de autobuses

Vía Expresa

Vía Expresa

Parada de autobuses

Vía Auxiliar

ENTRADA - B

Intervalo luz verde - 40 seg.

Vehículos comerciales - 9%

Movimiento de cruce

Derecha -12% del vol. total vía entrada

Izquierda -4% del vol. total vía entrada

Movimiento recto 84% del vol. total vía entrada

Parada de bus, cerca vía de entrada -55 buses por hora

FIGURA N° 35.- Ilustración del ejemplo 11.

La capacidad del canal de viraje a la derecha: Volumen en la vía auxiliar = 300 v.p.h., o $300 \times \frac{75}{36} = 625$ v.p.h. de intervalo de luz verde, o $625 + (0.15 \times 625) = 720$ vehículos de pasajeros equivalentes por hora de intervalo de luz verde.

Capacidad de viraje a la derecha = $1.200 - 720 = 480$ vehículos de pasajeros por hora de intervalo de luz verde, lo cual es mayor que el volumen arriba indicado.

Movimiento de viraje a la derecha = $370 \times \frac{40}{75} = 200$ v.p.h.

Movimiento de viraje a la izquierda. $2.110 \times \frac{6\%}{80\%} = 160$ v.p.h. de intervalo de luz verde, o $160 \times \frac{40}{75} = 85$ v.p.h.

Capacidad del canal de viraje a la izquierda (no menos de 2 vehículos por ciclo) = $2 \times \frac{3.600}{75} = 96$ v.p.h.

NOTA.- El canal de viraje adicional debe tener suficiente capacidad para acomodar 4 vehículos fuera de los canales de tránsito continuo).

Capacidad total de la vía de entrada A. $1.125 + 200 + 85 = 1.410$ v.p.h.

ENTRADA B

Movimiento continuo

Ajustes:

Causa	Efecto	Factor
Parada de autobús	$(12 \times \frac{1}{2}) = -6\%$	0.94

(Véase ajuste V - 3 - B-2)

Vehículos comerciales - $(9 \times 1) = - 9\%$ 0.91

Factor total = $0.94 \times 0.91 =$ 0.855

Capacidad práctica, menos los autobuses = $2.400 \times 0.855 \times \frac{40}{75} =$

1.095 v.p.h.

Capacidad práctica total = $1.095 + 55$ autobuses = 1.150 v.p.h.

Movimiento de viraje a la derecha. $1.150 \times \frac{12\%}{84\%} = 165$ v.p.h.

Movimiento de viraje a la izquierda. $1.150 \times \frac{4\%}{84\%} = 55$ v.p.h.

Capacidad total de la vía de entrada B. $1.150 + 165 + 55 = 1.270$ v.

p.h.

EJEMPLO 12

Problema:

Una vía expresa urbana en terreno ondulado tiene 2 canales de 3.65 mts. en cada dirección, y todas las calles cruzadas están separadas a nivel excepto en una intersección aislada. En esta intersección los cálculos indican que el volumen de tránsito en la calle cruzada puede ser abastecido por un semáforo de dos fases si se asigna el 30% del tiempo transcurrido al movimiento de la calle cruzada.

El problema es determinar el número mínimo de canales en cada dirección de la vía expresa, en la intersección, que hagan posible que las vías de entrada a éste absorban un volumen de tránsito igual a la capacidad de los dos canales de 3.65 mts. donde el flujo de tránsito es ininterrumpido. Los movimientos de viraje de la vía expresa en cualquier dirección son los siguientes: virajes a la dere

cha, 14% del volumen de la vía de entrada; virajes a la izquierda, 5% de la misma (véase la figura 36).

Solución:

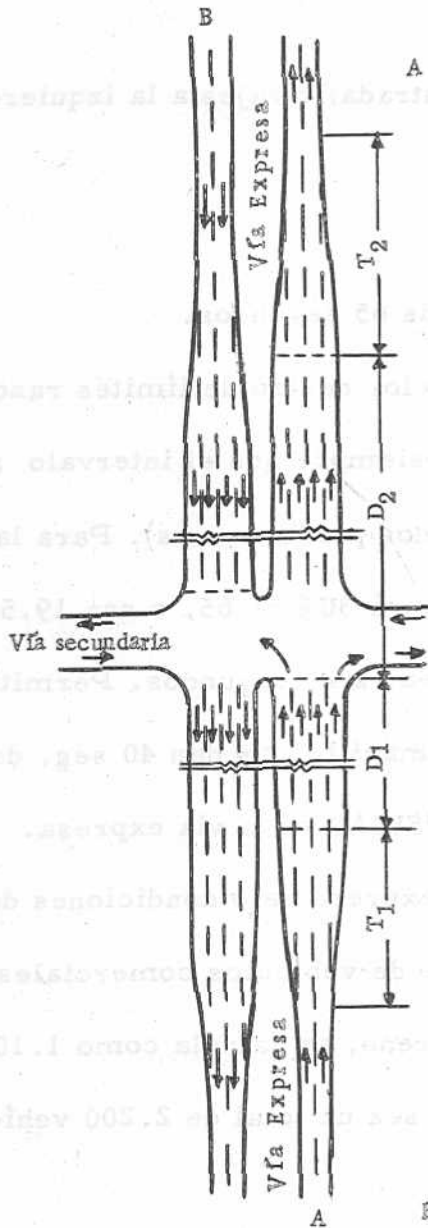
Se asume un ciclo de semáforo de 65 segundos.

(Cualquiera otra duración del ciclo, dentro de límites razonables, sería igualmente satisfactoria siempre que el intervalo más corto de luz verde fuera de 20 segundos por lo menos). Para la calle cruzada, el tiempo de luz verde será 30% de 65, o sea 19.5 segundos, los cuales se pueden redondear a 20 segundos. Permitiendo 5 segundos para períodos de luz amarilla, quedan 40 seg. de cada ciclo para tiempo de luz verde o "SIGA" en la vía expresa.

La capacidad práctica de la vía expresa bajo condiciones de flujo libre, con el número prevaleciente de vehículos comerciales y en consideración a la naturaleza del terreno, se calcula como 1.100 vehículos mixtos por canal por hora, o sea un total de 2.200 vehículos en cada dirección.

La capacidad por canal de 3.65 mts. en la intersección es de 1.200 vehículos por hora de intervalo de luz verde menos los ajustes necesarios. Nótese que los ajustes para los movimientos de viraje son necesarios ($\frac{1}{2}$ % para virajes a la derecha y 1% para virajes a la izquierda) porque los canales utilizados por los vehículos que viran también son utilizados por el tránsito continuo.

Ajustes:



**A ISLADA INTERSECCION A NIVEL
 EN UNA VIA EXPRESA
 SEMAFORO DE TIEMPO FIJO
 CONTROL DE DOS FASES
 CILO - 65 SEGUNDOS**

Intervalo verde en las vías de entrada A y B - 40 segundos.

ENTRADA - A

Vehículos comerciales - 12%

Movimientos de cruce:

Derecha -14% del vol. en la vía de entrada

Izquierda -5% del vol. en la vía de entrada

Intersección a nivel de una vía expresa situada a través de un terreno quebrado; 12% de vehículos comerciales; intersección a dos niveles en otros cruces.

FIGURA N° 36.- Ilustración del ejemplo 12

Causa	Efecto	Factor
Vehículos comerciales	$12 \times 1 = - 12\%$	0.88
Virajes a la derecha	$14 \times \frac{1}{2} = - 7\%$	0.93
Virajes a la izquierda	$5 \times 1 = - 5\%$	0.95
Factor total	$= 0.88 \times 0.93 \times 0.95 =$	0.78

Capacidad de la intersección por canal (promedio) =

$$1.200 \times 0,78 \times \frac{40}{65} = 575 \text{ v.p.h.}$$

Número de canales que se requieren en cada dirección

$$\frac{2.200}{575} = 3.8 \text{ canales.}$$

Por lo tanto se requerirán 4 canales en cada dirección en la intersección para absorber un volumen igual a la capacidad de flujo ininterrumpido de la vía expresa. Será necesario que todos los canales continúen a través y más allá de la intersección de la manera indicada en la figura 36, porque los canales adicionales serían utilizados tanto por el tránsito continuo como por el que vira.

La longitud de cada canal adicional anterior a la intersección, en metros, (D_1 en la fig. 36) no debe ser menos de 5 veces el intervalo de luz verde, en segundos, más una transición gradual (T_1 en la fig. 36). La longitud combinada $D_1 + T_1$ debe ser suficiente para hacer posible que los vehículos reduzcan la marcha hasta detenerse por completo desde una velocidad de operación en la vía expresa dentro de esta longitud.

La longitud de cada canal adicional más allá de la intersección (D_2 en la fig. 36) debe ser una vez y media la distancia D_1 , y la longitud combinada $D_2 + T_2$ debe ser suficiente para hacer posible que los vehículos aceleren desde la posición en que quedaron detenidos hasta la velocidad de operación del tránsito en la vía expresa.

La velocidad de la intersección por canal (promedio) =

$$V_{int} = \frac{40}{2.5} \times 0.5 = 8 \text{ m.p.h.}$$

El tiempo de cada canal que se requieren en cada dirección

$$T_{canal} = \frac{L}{V} \text{ segundos}$$

El tiempo de cada canal que se requieren en cada dirección en la

intersección para absorber un volumen igual a la capacidad de flujo

de la vía expres. Será necesario que todos los canales

de la vía expres y más allá de la intersección de la manera indicada

de la vía expres de, porque los canales adicionales, serán utilizados

para el tránsito continuo cuando el que via.

La longitud de cada canal adicional, anterior a la intersección,

debe ser D_1 en la fig. 36) no debe ser mayor de 5 veces el inter-

val de D_1 de la vía expres, más una longitud gradual T_1 en la

fig. 36) de longitud combinada $T_1 + T_2$ debe ser suficiente para

que permita que los vehículos reduzcan su marcha hasta detenerse

de manera que una velocidad de operación en la vía expres de

no sea excesiva.

La longitud de cada canal adicional más allá de la intersección

debe ser D_2 en la fig. 36) debe ser una vez y media la distancia D_1 y la

longitud combinada $T_1 + T_2$ debe ser suficiente para hacer posible que

los vehículos aceleren desde la parada en que quedaran detenidos

de manera que una velocidad de operación en la vía expres,

PARTE VI. - TRAMOS DE ENTRELAZAMIENTOS.

INTRODUCCION.- Las secciones de entrelazamiento tienen el propósito de hacer posible el cruce de vías a nivel con la menor interferencia posible entre vehículos. Las secciones de entrelazamiento por lo general se seleccionan como transición entre la intersección a nivel convencional, donde las demoras a menudo son excesivas, y la separación a diferente nivel, con su estructura costosa y otros aditamentos. Las secciones de entrelazamiento con frecuencia están adjuntas a las separaciones a diferente nivel. El círculo de tránsito se compone en realidad de una serie de secciones de entrelazamiento, y hay muchas otras aplicaciones del principio en el diseño de las vías de acceso controlado. A menos que se considere el volumen de tránsito que tiene que cruzar la trayectoria de otros vehículos para llegar a su destino, la capacidad de estas vías preferenciales muy fácilmente puede ser sobreestimada.

DOS CLASES DE TRANSITO.- Los vehículos que utilizan una sección de entrelazamiento lógicamente se dividen en dos clases: (1) aquéllos que entran, pasan a través y abandonan la sección sin cruzar la trayectoria normal de otros vehículos, y (2) aquéllos que tienen que cruzar las trayectorias de otros vehículos después de entrar en la sección. El grupo último son los vehículos entrelazados que hacen necesaria la sección. Para un estudio de la capacidad es esencial que se consideren ambos tipos de tránsito, pero la comprensión de la capacidad de una sección de entrelazamiento se simplifica si se considera el comportamiento de cada clase de tránsito

por separado. En una vía bien diseñada que opere por debajo de su capacidad, las dos clases de tránsito en realidad se separan la una de la otra casi tan positivamente como en teoría.

COMPORTEAMIENTO DE LOS VEHÍCULOS QUE SE ENTRELAZAN. Si todos los vehículos que entran

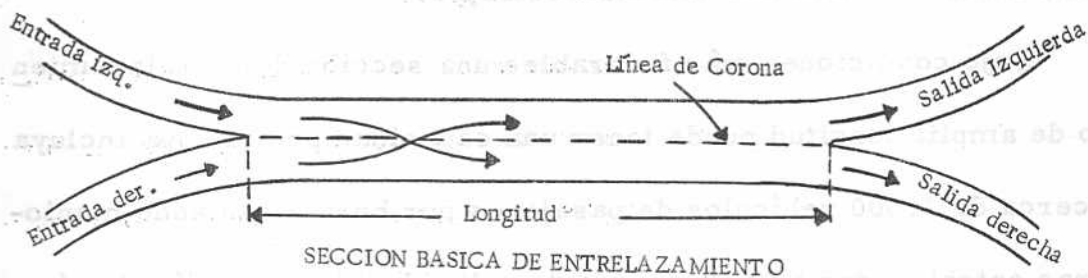
en una sección de entrelazamiento desde cualquier vía de acceso están destinados a cruzar la trayectoria de todos los vehículos que entran desde la otra vía de acceso, esto es, si todo el tránsito es tránsito entrelazado, es evidente que cada vehículo tiene que cruzar la línea de corona en algún punto entre los extremos de ésta (véase la fig. 37). En ningún momento el número de vehículos en el acto de cruzar esta línea de corona puede exceder del número capaz de aglomerarse en un sólo canal; por supuesto, siempre que la sección esté operando como es debido sin que sea necesario que los vehículos lleguen a detenerse antes de confundirse con la corriente de tránsito que viene de la otra vía de entrada. Por lo tanto el número total de vehículos que se entrelazan, no puede exceder de la capacidad de un sólo canal. Esto, es una de las reglas que rigen la capacidad de una sección de entrelazamiento. Hay ciertas modificaciones de esta regla, como se verá más adelante, pero para mayor claridad se pospone momentaneamente la discusión de éstas.

LA VELOCIDAD ES LIMITADA EN SECCIONES CORTAS. Uno de los elementos que

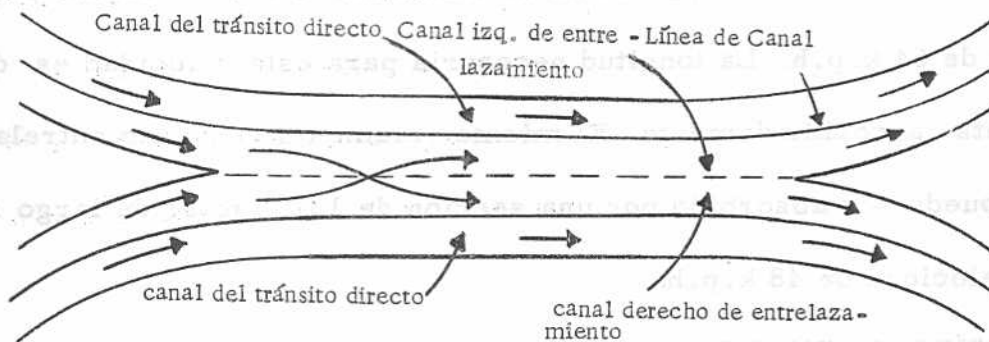
afectan la capacidad de un

canal de tránsito es la velocidad a la cual viajan o pueden viajar los vehículos. Del mismo modo, la velocidad también ejerce influencia sobre la capacidad de una sección de entrelazamiento. En este respecto es que la longitud de la sección desempeña un papel en su capacidad. Para comprender la relación entre la velocidad y la longitud de la sección, supongamos por el momento que tenemos una sección de entrelazamiento de longitud reducida, digamos de 15.25 o 30.50 mts.

Además, asumamos que el tránsito está enteramente compuesto por vehículos que se entrelazan. Con volúmenes de tránsito muy bajos habrá poco conflicto entre los vehículos que se entrelazan, aún en esta sección corta, porque las brechas existentes en la co-



SECCION BASICA DE ENTRELAZAMIENTO



SECCION MIXTA DE ENTRELAZAMIENTO

FIGURA N° 37 (arriba).- Sección básica de entrelazamiento; todo el tráfico se cruza.
 FIGURA N° 38.- (abajo).- Sección mixta de entrelazamiento; sirve para el tránsito que se cruza y el directo.

rriente de tránsito en la mayoría de los casos coincidirán con el ac
ceso de vehículos desde la otra vía de entrada. No obstante, a medi
da que el tránsito se hace más denso, la probabilidad de que los ve-
hículos entren en la sección desde las dos vías de entrada simultáne
amente aumenta, hasta que con volúmenes moderadamente altos mu
chos conductores se verán precisados a detenerse y esperar hasta
que se abra una brecha en la otra corriente de tránsito. Cuando la
sección se carga hasta su capacidad, la mayoría de los vehículos
tendrá que detenerse y la sección de entrelazamiento dejará de lle-
nar su cometido. Entonces la operación es comparable a la de una
intersección oblicua ordinaria, con una capacidad aproximada de
1.200 v.p.h. Este valor corresponde a la capacidad posible de un
sólo canal de tránsito a velocidades bajas.

Bajo condiciones más favorables una sección de entrelazamien-
to de amplia longitud puede tener una capacidad posible que incluya
acerca de 1.500 vehículos de pasajeros por hora ejecutando manio-
bras entrelazadas a un promedio de velocidad de operación de alre-
dedor de 64 k.p.h. La longitud necesaria para esta velocidad es de
276 mts. aproximadamente. El mismo volumen de tránsito entrela-
zado puede ser absorbido por una sección de 137.3 mts. de largo a
una velocidad de 48 k.p.h.

TRANSITO NO ENTRELAZADO Como se indicó con anterioridad,
sólo en raras oportunidades todo el tránsito será tránsito entrelaza-
do, a pesar de que la existencia de la sección de entrelazamiento es

para servir a esta clase de tránsito. Como propósito secundario, las secciones de entrelazamiento deben absorber el tránsito no entrelazado por medio de canales adicionales contiguos a ambos lados de los canales de entrelazamiento (fig. 38). La determinación de la capacidad de estos canales no entrelazados no involucra ningún principio nuevo, puesto que el procedimiento no es diferente de aquél que se aplica a cualquier canal de tránsito en una vía de canales múltiples. Si es que se quiere que la sección de entrelazamiento funcione adecuada y eficientemente, es importante que estos canales adicionales tengan una capacidad adecuada para servir a los vehículos no entrelazados. Si los vehículos no entrelazados utilizan los canales de entrelazamiento, ya sea a discreción o por necesidad, interfieren con los vehículos que tienen que entrelazarse para llegar a su destino, reduciendo así el número total de vehículos entrelazados que puede ser absorbido. Por consiguiente es esencial el uso apropiado de señales para dirigir a los conductores hacia el lado debido de la vía de entrelazamiento, si es que se quiere que la sección funcione con eficacia durante los períodos de máximo volumen. Igualmente la longitud efectiva de una sección de entrelazamiento se ve influenciada hasta cierto punto por la distancia anterior a la sección de entrelazamiento, que los conductores de una vía de entrada pueden ver del tránsito de la otra vía de entrada.

Esta distancia puede ser utilizada por los conductores que tie-

nen que cruzar las trayectorias de otros vehículos para ajustar sus velocidades antes de alcanzar la sección de entrelazamiento, de modo que la operación de reunirse con el otro tránsito se ejecute con un conflicto mínimo entre vehículos.

EJEMPLOS TIPICOS La información referente a las relaciones entre el volumen de tránsito, la velocidad de operación y las características geométricas de las secciones de entrelazamiento ha sido producto de estudios detallados llevados a cabo por el "Bureau of Public Roads", y datos sobre volumen de tránsito suministrados por los departamentos del Estado y por los miembros del Comité. La tabla 20 muestra los datos respectivos sólo para las secciones de longitud considerable mientras operaban cerca de o a su capacidad posible, y

N° DE UBICACIONES (1)	DIMENSIONES							VOL. DE TRANSITO EN V.P.H.					VELOCIDADES	
	LONG. L. en mts.	NUMERO DE CANALES EN:						W1	W2	W1 W2	F1	F2	Total	APROXIMADAS K.P.H.
		A	B	N	C	D								
1.....	347.47	2	3	4	2	3	1.496	1.794	3.290	0	246	3.536	40.00	
2.....	349.30	2	3	4	2	2	772	1.712	2.484	0	240	2.724	28.80	
3.....	280.72	3	3	4	3	2	1.000	309	1.309	915	790	3.014	64.00	
4.....	148.74	3	2	3	2	3	1.698	276	1.974	450	348	2.772	35.20	
5.....	167.64	3	3	5	2	3	419	1.676	2.095	342	764	3.201	44.80	
5.....	167.64	3	3	5	2	3	1.351	384	1.735	450	582	2.667	48.00	
6.....	167.64	3	3	5	2	3	945	755	1.690	714	437	2.841	43.20	
6.....	167.64	3	3	5	2	3	509	1.672	2.181	638	425	3.244	40.00	

(1) Los números 1-4 están ubicados en el "Pentagon Network", Arlington, Va"; y los números 5 y 6 en la estructura de distribución del "San Francisco Bay Bridge".

* Se reduce de 13.40 a 8.25 mts. aproximadamente a mitad de la longitud.

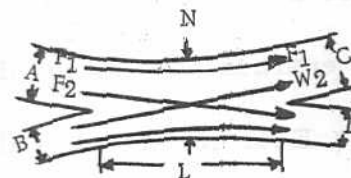


TABLA N° 20.- Volúmenes observados en secciones de entrelazamiento.

sobre las cuales hay datos disponibles tales como las velocidades.

UBICACION No. 1 "PENTAGON NETWORK" La sección de entrelazamiento No. 1 está situada entre dos rampas y sirve a una parte del tránsito hacia y desde el "Arlington Memorial Bridge en Washington D. C.", así como también a cierto tránsito que va desde el "Lee Boulevard" hacia el edificio del Pentágono en Arlington Va. No se permite el tránsito de camiones en esta vía y con excepción de un número de autobuses que no merece ser tomado en cuenta, el tránsito está compuesto enteramente por vehículos de pasajeros. No existen líneas de canales o juntas longitudinales sobre la superficie bituminosa, pero ambas vías de entrada y la de salida a la izquierda, que sirve a una de las rampas de entrada al puente, se utilizan como dos canales. La sección de entrelazamiento tiene suficiente ancho para absorber 4 canales de tránsito. La fig. 39 muestra el número de vehículos en cada canal de las vías de entrada que entró en cada canal de las vías de salida, pero no muestra los puntos exactos donde tuvieron lugar las operaciones de entrelazamiento.

Los vehículos que venían del Lee Boulevard, o sea aquellos que se acercaban a la sección de entrelazamiento por la derecha, viajaban a una velocidad promedio de 40 k.p.h. aproximadamente. Las velocidades promedio en la rampa desde el Memorial Bridge eran de 32 k.p.h. y alrededor del 5% de los vehículos tenían que detenerse por completo antes de entrar en la sección de entrelaza-

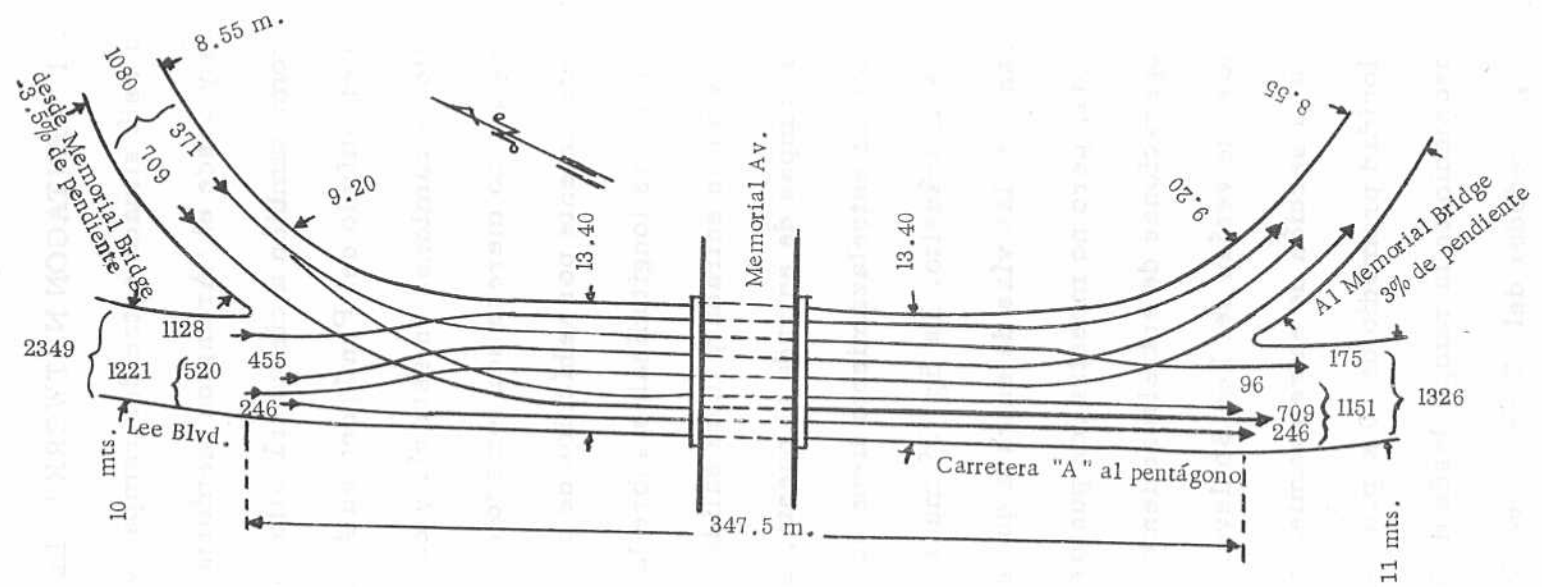


FIGURA N° 39.- Sección de entrelazamiento en la vía Memorial Avenue, próxima a la parte oeste del Memorial Bridge, Washington D. C. (durante el período crítico comprendido entre las 7:45 - 8:45 a.m., del día 13 de Noviembre de 1.947).

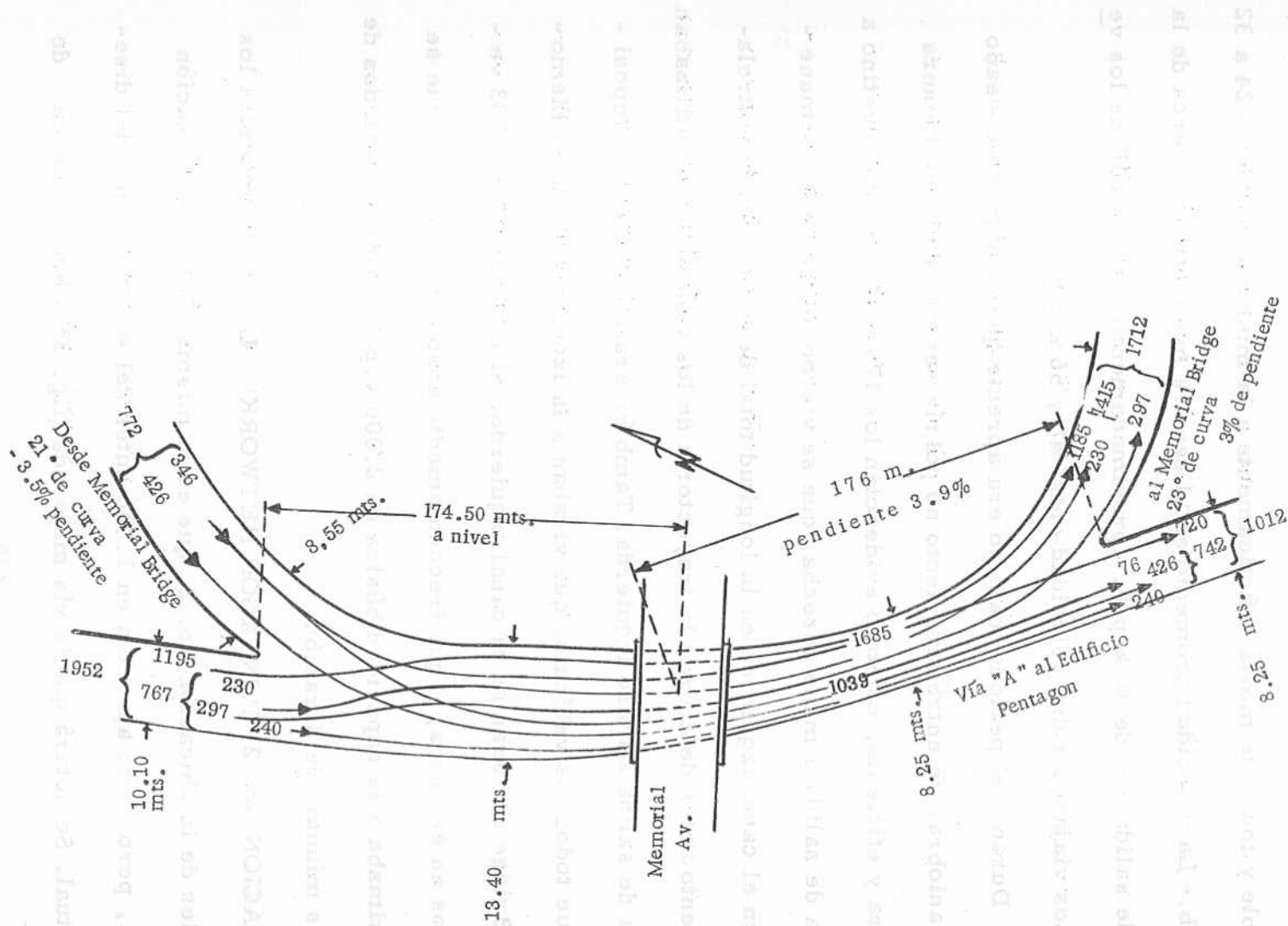


FIGURA N° 40.- Máximo volumen horario observado en una sección de canal mixto, en la carretera que pasa por debajo del Memorial Avenue cerca del extremo oeste del Memorial Bridge, Washington D.C.

miento.

Cerca de la vía de salida de la sección de entrelazamiento, los vehículos del canal izquierdo estaban espaciados a la menor distancia posible y todos se movía prácticamente a la misma velocidad - 24 a 32 k.p.h. - La velocidad promedio en el canal a mano derecha cerca de la vía de salida era de 40 k.p.h. aproximadamente, con un 20% de los vehículos viajando a una velocidad entre 48 y 56 k.p.h.

Durante el período máximo era aparente que el número deseado de maniobras de entrelazamiento no podría ser ejecutado de manera segura y eficiente, como lo evidencian los 175 vehículos con destino a la vía de salida a mano derecha, que se vieron obligados a permanecer en el canal izquierdo en la longitud total de la sección de entrelazamiento antes de cruzar la trayectoria de los vehículos que utilizaban la vía de salida a mano izquierda. También era naturalmente imposible que todos los vehículos que viraban a la izquierda hacia el Memorial Bridge entraran en el canal izquierdo, el cual absorbía 1 583 vehículos en esa hora, y que frecuentemente absorbía a una rata que se aproximaba a la capacidad básica de 2.000 v.p.h. durante períodos de varios minutos de duración.

UBICACION No. 2 "PENTAGON NETWORK" La fig. 40 muestra los detalles de la ubicación No. 2, que es la misma vía que la ubicación No. 1, pero como aparecía en 1.946 antes del mejoramiento del diseño actual. Se notará que la vía mejorada (fig. 39) absorbe cerca de

700 vehículos por hora más que el número observado en la vía anterior. Este aumento total está constituido casi enteramente por vehículos que se entrelazan. El servicio prestado a 3,429 vehículos es comparable con el que anteriormente era prestado a los 2.724 vehículos por hora que utilizaban la vía anterior. Desde el mejoramiento se ha registrado un ligero aumento de velocidad, y las operaciones de entrelazamiento pueden ser ejecutadas con un poco más de soltura. La vía actual presta un servicio algo mejor porque solamente 175 vehículos (comparados con 270 en la vía anterior) se ven obligados a viajar en el canal izquierdo durante la longitud total de la sección antes de poder cruzar hacia la vía de salida que conduce a la vía A. En la vía anterior representada en la fig. 40, casi todas las operaciones de entrelazamiento se efectuaban en la parte de la sección al norte de Memorial Avenue, mientras que en la sección nueva éstas se desarrollarán todo lo largo de la sección de entrelazamiento.

UBICACION No. 3 "PENTAGON NETWORK". La fig. 41 muestra las características físicas pertinentes y el máximo volumen de tránsito observado en la ubicación No. 3 del "Pentagon Network", al cual generalmente se hace referencia bajo la denominación de canales que mezclan el tránsito que se dirige hacia el sur. En esta ubicación las dos vías de entrada y las dos de salida tienen igual importancia, de modo que no se ha dado preferencia a ninguno de los cuatro movimientos del tránsito. Las flechas sólo indican el volumen total que entra y sale de cada

FIGURA N° 41.- Máximo volumen horario observado en canales mixtos para el tránsito hacia el sur en la unión de la carretera H, que viene del Memorial Bridge, y la carretera C que viene de la US1, Arlington Va.

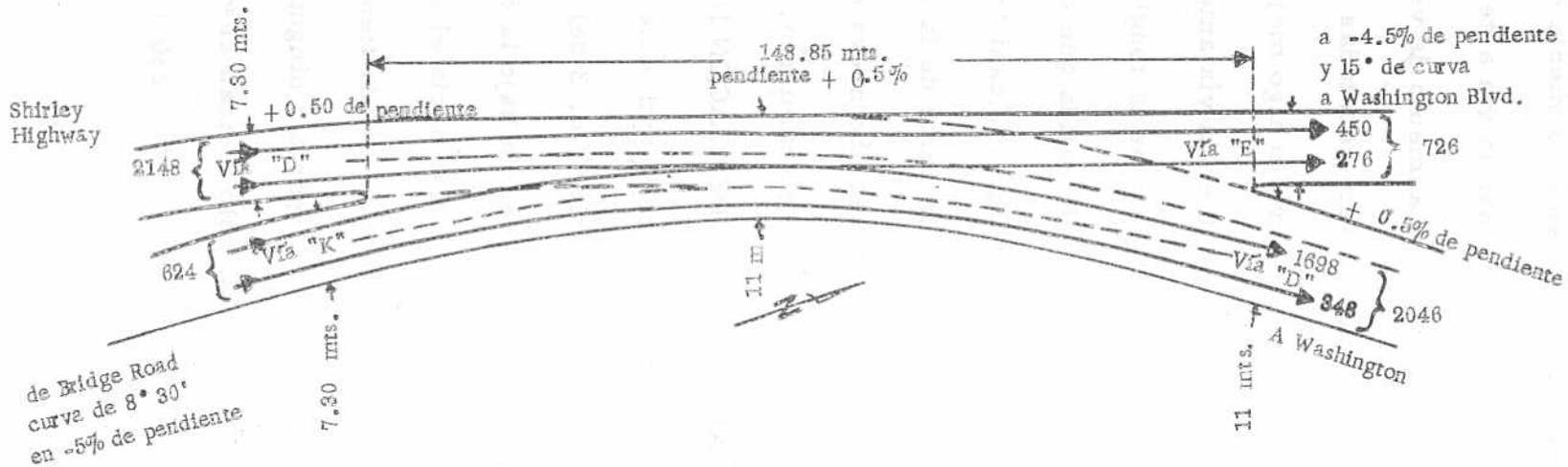
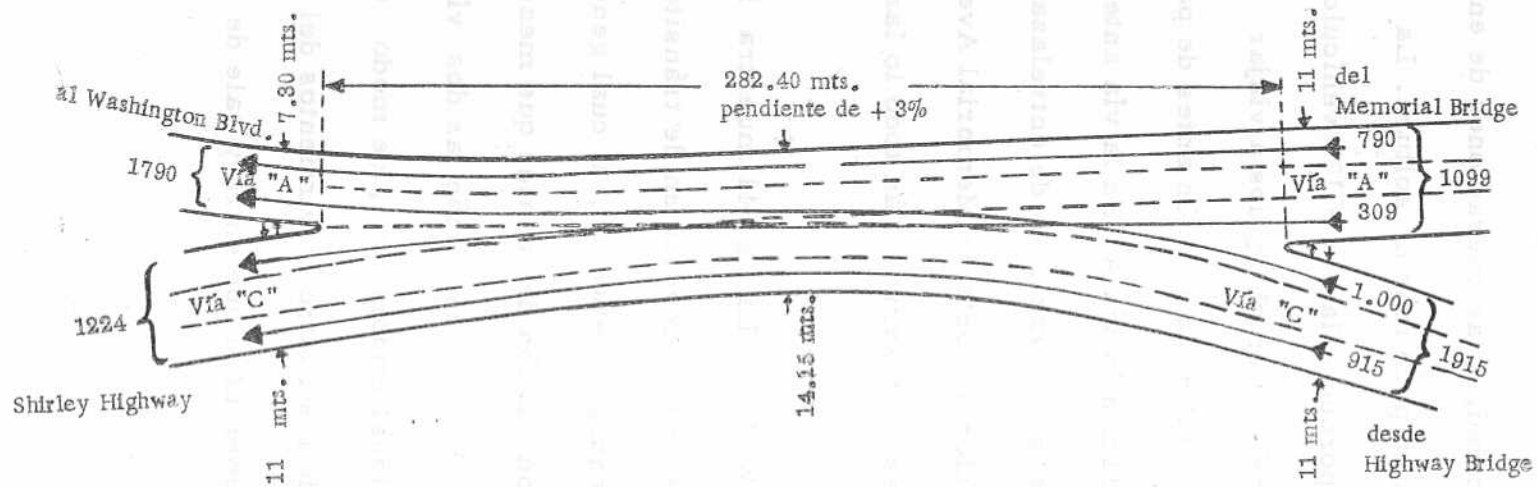


FIGURA N° 42.- Máximo volumen horario observado en canales mixtos para el tránsito hacia el norte en la unión de la carretera K, que viene de Ridge Road, y la Shirley Highway, Arlington Va.

vía.

Según estudios efectuados la velocidad promedio es de 59,53 k.p.h. en las dos vías de entrada, con la siguiente distribución de velocidades:

Menos de 48 k.p.h.	14%
De 48 a 63 k.p.h.	53%
De 64 a 79 k.p.h.	30%
80 k.p.h. y más	3%

Muy pocos conductores reducen sus velocidades cuando se encuentran en la sección de entrelazamiento o cuando se acercan a ella durante períodos que no son de máximo movimiento de tránsito. Sin embargo durante el período máximo representado en la fig. 41 se registró una diferencia muy notable entre las velocidades promedio en las vías de entrada y las velocidades promedio en la sección de entrelazamiento. Pocos vehículos comprometidos en operaciones de entrelazamiento viajaban a velocidades mayores de 48 k.p.h. y durante esa hora en varias ocasiones los dos canales de entrelazamiento se llenaron a todo lo largo de la sección con los vehículos detenidos. Generalmente estos períodos duraron menos de un minuto y la circunstancia usualmente se presentó cuando una cola de vehículos desde cada una de las dos vías de entrada se movieron aproximadamente por espacio de la longitud total de la sección a velocidades de acceso sin ejecutar las operaciones de entrelazamiento necesarias antes de detenerse por completo inmediatamente delante del ápice que separa las vías de salida.

Durante la hora del estudio el flujo total de tránsito fué de 3,014 vehículos, incluyendo 309 automóviles de pasajeros desde una vía de entrada que cruzaba las trayectorias de 1.000 vehículos (con un 4% de camiones de doble rueda trasera y autobuses) desde la otra vía de entrada. A pesar de que la vía parecía haber llegado a su capacidad práctica, el volumen de tránsito que entraba por la derecha y salía por la derecha o que entraba por la izquierda y salía por la izquierda, podría haber sido considerablemente mayor sin aumentar la congestión si estos vehículos no se hubieran confundido con los que estaban ejecutando operaciones de entrelazamiento. Igualmente las velocidades más bajas de vía de entrada hubieran hecho posible que un mayor número de vehículos ejecutara las operaciones de entrelazamiento necesarias dentro de la misma longitud de la sección de entrelazamiento sin aumentar la congestión aparente. Esta sección excede de la longitud mínima requerida para el volumen de tránsito predominante, pero la longitud adicional en parte subsana la deficiencia ocasionada por señales inadecuadas y por la ausencia de líneas de canales.

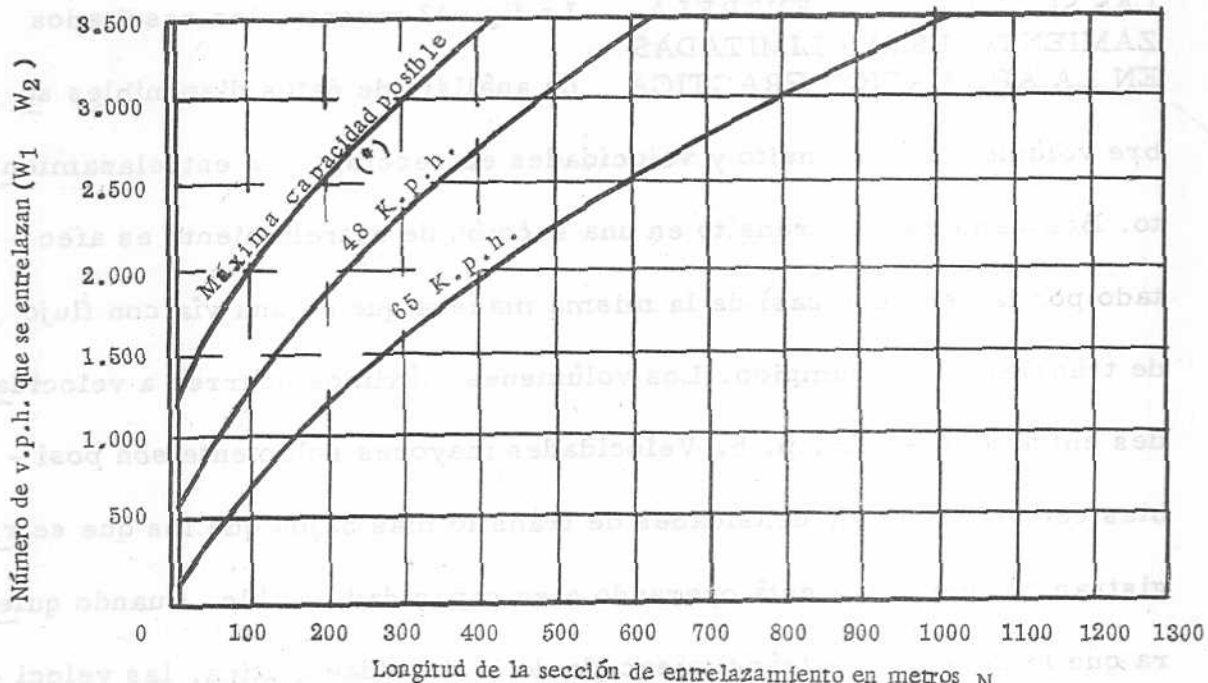
UBICACION No. 4 - "PENTAGON NETWORK" La fig. 42 muestra los movimientos de tránsito en la ubicación No. 4 del "Pentagon Network". En este caso, el tránsito que se aproxima por la "Shirley Highway" (vía D) en dirección a Washington (también la vía D) ha demostrado una preferencia definitiva por la disposición de las juntas longitudinales, las cuales actúan como líneas de canales, y por el alineamiento general.

El tránsito redujo su velocidad hasta cerca de 32 k.p.h. por períodos cortos durante la hora de volumen máximo. Un ligero aumento en el vo lumen total del tránsito entrelazado hubiera ocasionado condiciones de mucha congestión.

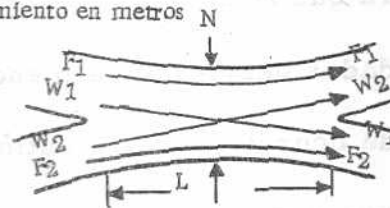
LAS SECCIONES DE ENTRELA-
ZAMIENTO ESTAN LIMITADAS
EN LA APLICACION PRACTICA

La fig. 43 muestra los resultados de análisis de datos disponibles so bre volúmenes de tránsito y velocidades en secciones de entrelazamiento. Básicamente, el tránsito en una sección de entrelazamiento es afectado por la densidad casi de la misma manera que en una vía con flujo de tránsito ininterrumpido. Los volúmenes máximos ocurren a velocida des entre 32 y 48 km. p. h. Velocidades mayores solamente son posibles con volúmenes y densidades de tránsito más bajos que los que se re gistran cuando la vía está operando a su capacidad posible. Cuando quie ra que la densidad de tránsito exceda de la densidad crítica, las velocidades descienden a menos de 32 km. p.h. la capacidad se reduce, y pue de ocurrir una congestión completa o estancamiento en cuestión de po cos segundos.

Las curvas en la fig. 43 muestran que hay un rápido aumento en la longitud de la sección requerida para una velocidad dada con un au mento del número de vehículos que se entrelazan. Si el volumen de trán sito se duplica la longitud de la sección requerida se triplica y el núme ro de canales que requiere el tránsito de entrelazamiento también se du plica.



$$N = \frac{W_1 + 3W_2 + F_1 + F_2}{C}$$



N = Número de canales.

W_1 = V.p.h. en la sección de mayor movimiento de entrelazamiento.

W_2 = V.p.h. en la sección de menor movimiento de entrelazamiento.

F_1 y F_2 = V.p.h. en las secciones de movimiento no entrelazado.

C = Capacidad del flujo normal ininterrumpido para la entrada y salida en las vías que se cruzan, en vehículos por canal por hora.

NOTA.- En general, cuando una de las corrientes del tránsito que sigue directo, es decir, del tránsito que no se cruza, excede de 600 vehículos de pasajeros por hora, la sección deberá ensancharse lo suficiente para proveer el canal necesario para dicho movimiento.

(*) La velocidad depende de las condiciones locales.

FIGURA N° 43.- Características de operación en secciones de entrelazamiento.

La fig. 44 muestra esquemáticamente las operaciones de entrelazamiento que tienen que ser ejecutadas cuando el número de vehículos que se entrelazan es el doble de la capacidad normal de un canal de

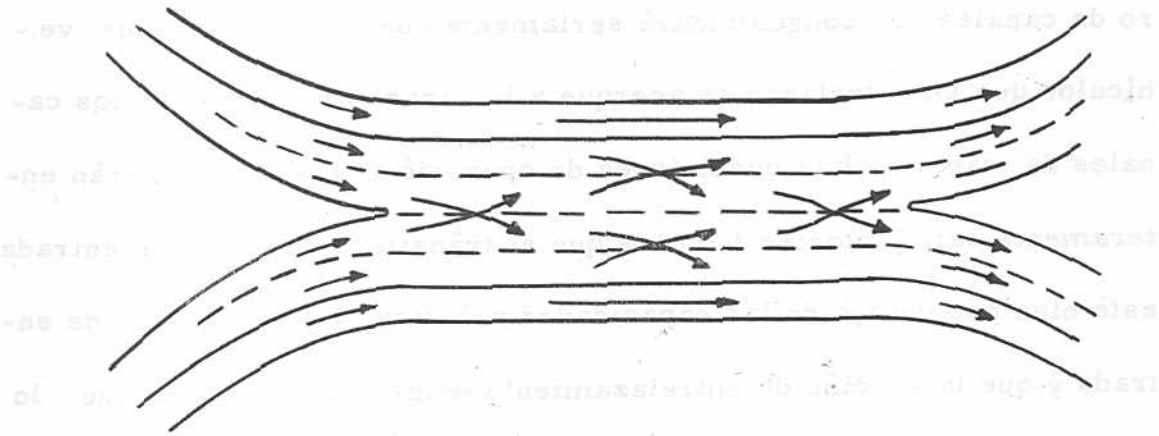


FIGURA N° 44. - Una compleja sección de entrelazamiento.

tránsito. Todos los vehículos se muestran cruzando la línea de corona en la primera o en la última tercera parte de la sección. Cada vehículo está comprometido en dos operaciones de entrelazamiento, lo cual da por resultado que es preciso ejecutar 4 veces más operaciones de entrelazamiento que con la mitad del volumen. Por lo menos teóricamente, esto demuestra la necesidad de triplicar la longitud cuando el volumen es doble.

Sin embargo, en la práctica, la mayoría de los conductores, sabiendo por adelantado que tienen que cruzar la línea de corona, tratan de colocarse en la vía de entrada en la posición más favorable para una pronta ejecución de la operación de entrelazamiento. Como resultado, las dos corrientes de vehículos que tienen que entrelazarse se acercan sin brechas que permitan un intercambio de posiciones. Cualquier sección de entrelazamiento, sin perjuicio de su longitud o número

ro de canales, se congestionará seriamente cuando el número de vehículos que se entrelazan se acerque a la capacidad posible de dos canales de tránsito. Las condiciones de operación raras veces serán enteramente satisfactorias a menos que el tránsito en las vías de entrada esté bien por debajo de las capacidades prácticas de dichas vías de entrada y que la sección de entrelazamiento tenga una canal más que lo normalmente se requeriría para el tránsito combinado desde ambas vías de entrada. Por tal motivo, las secciones de entrelazamiento se consideran prácticas donde cada una de las dos calzadas intersectantes de una sola vía lleven menos de la capacidad normal de dos canales de una calzada de una sola vía y el número total de vehículos de entrelazamiento no exceda de 1.500 km. p.h. Al computar las capacidades, considérense los camiones, los canales de un ancho por debajo del standard, etc. sobre la misma base que en el caso de las vías de canales múltiples.

PARTE VII.- DISPOSITIVOS DE TRANSITO A DOS NIVELES.

INTRODUCCION. La eficiencia del movimiento del tránsito en autopistas o vías expresas y el grado de sus capacidades potenciales que puede alcanzarse, depende directamente de lo adecuado de las vías que se provean para entrada y salida de las mismas. Las entradas planificadas inadecuadamente, pueden limitar seriamente los volúmenes de tránsito que utilizan una vía expresa y las salidas que no estén en capacidad de absorber el volumen de vehículos que abandone la vía en un punto, aún cuando el número de éstos sea relativamente pequeño, puede ocasionar una congestión completa del tránsito.

A pesar de que las capacidades de las rampas han sido objeto de estudio por parte del Comité y se han recopilado muchos datos relativos a ellas, basados en hechos reales, hasta el presente son pocas las conclusiones generales a que se puede llegar y que podrían utilizarse al tratar problemas relativos a la capacidad de las rampas.

No existen reglas exactas aplicables a todas las rampas, ya que sus capacidades están íntimamente relacionadas con su diseño particular, especialmente en los terminales. Por lo tanto, el propósito primordial de esta sección es suministrar algunos conocimientos de las operaciones del tránsito en las rampas, que luego puedan ser utilizados por los ingenieros al valorar los diversos elementos que deben ser considerados.

La capacidad de una rampa depende del carácter del tránsito, de la pendiente, ancho, curvatura y de la velocidad a la cual operan los

vehículos. Generalmente en muchas rampas, el alto grado de curvatura limita la capacidad posible de ellas a la que podría esperarse de una vía recta con los vehículos operando a velocidades menores de 32 k.p.h. A altas velocidades los conductores encuentran dificultad en permanecer dentro de su canal y tienden a mantener entre ellos un intervalo de tiempo mayor del normal en secciones rectas. Esto sucede a pesar del hecho de que con frecuencia existen en las rampas canales de más de 3.65 mts. de ancho.

Excepto en rampas que tengan un radio extremadamente grande y en conexiones directas que tengan un grado de curvatura bajo, la capacidad del canal de la rampa en sí, es generalmente de 1.200 vehículos de pasajeros por hora, cuando no hay predominio de la entrada o salida. Por consiguiente, una rampa que tenga un ancho nominal de dos canales (generalmente 8.50 o 9.15 m.) debería absorber un volumen de 2.400 vehículos de pasajeros por hora a una velocidad promedio de 19 a 24 k.p.h. Son raros, los movimientos actuales de esta magnitud en las rampas ya que son pocos los terminales planeados de tal manera que el tránsito que entre o salga de la rampa, pueda hacerlo con la necesaria libertad de interferencia del tránsito en las vías o calles principales.

Aún en algunas de las vías más modernas, existe una tendencia del tránsito a moverse en una sola línea en uno o dos puntos de la rampa. El punto de contracción se encuentra generalmente a la entrada o salida de la rampa. Bajo tales condiciones, la capacidad posible de la rampa será

de 1.200 vehículos de pasajeros por hora, aproximadamente. Probablemente a esto se deba la creencia general de que la capacidad de una rampa no excederá de 1.200 a 1.500 vehículos por hora y por lo tanto la rampa debería estrecharse para encauzar los vehículos en ella por un sólo canal al entrar en una vía expresa. Sin embargo, hay muy pocas razones para pensar que los terminales de las rampas no puedan planearse de modo que los grandes volúmenes del tránsito puedan ser absorbidos con facilidad. Además, hay unas cuantas vías existentes donde se han observado volúmenes mucho más altos. Uno de estos ejemplos es la rampa mostrada como salida a la izquierda de la sección de entrelazamiento, ilustrada en la figura 39. Casi todos los días, alrededor de 2.100 vehículos por hora utilizan esta rampa durante el período de mayor volumen de la mañana. La rampa tiene aproximadamente forma semicircular y un radio de algo más de 60 mts. Los vehículos de la rampa se mezclan o entrelazan con alrededor de 1.200 vehículos por hora en tres canales a la salida de la misma.

Otro ejemplo de rampa con fuerte movimiento de tránsito, es el intercambio de "Dearborn Street" en el "North Lakeshore Drive" en Chicago. En la rampa de entrada se han observado 2.092 vehículos en una hora, en convergencia con 5.923 vehículos en la vía expresa. La rampa es una conexión directa y el tránsito converge en seis canales.

Donde se empleen conexiones directas que tengan radio de curvatura y peraltaje suficientemente grandes como para permitir velocidad

des de 48 k.p.h. o más, cuando ocurren altos volúmenes de tránsito, las capacidades prácticas de los canales en la rampa y en la vía expresa pueden calcularse en la forma esbozada en la parte cuarta, como para cualquier canal de tránsito, siempre que el tránsito que utiliza la rampa no se vea obstaculizado al entrar o salir de ella, por el tránsito continuo de las vías que conecta. No obstante, la capacidad de la rampa generalmente es controlada por las condiciones imperantes en o cerca de los terminales.

CONDICIONES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE LAS RAMPAS. Existe un número casi ilimitado

de diferentes condiciones y combinaciones de condiciones, que limitan el número de vehículos que pueden utilizar una rampa dada, o que determina el diseño necesario para un cierto número de vehículos. En el presente texto, solamente se discuten unas cuantas de las condiciones más importantes que deben ser consideradas. Cualquiera de ellas podría ser el factor de control en una ubicación determinada.

VOLUMENES DEL TRANSITO EN PERIODOS CRITICOS. Para ninguna otra parte de una vía es

más importante conocer el volumen del tránsito en los diferentes movimientos en períodos críticos, que cuando se trata de diseñar una rampa adecuada o cuando se trate de estimar la capacidad de una rampa existente. Los volúmenes anuales o diarios de los diversos movimientos, son de escasa importancia, ya que los máximos volúmenes en algunas rampas no coinciden con los

máximos volúmenes de la vías que conectan. Con frecuencia los volúmenes máximos en las rampas ocurren en períodos en que el volumen en otras rampas cercanas o en la vía, son relativamente bajos. Por esta razón, el volumen de tránsito que puede ser absorbido por una rampa en particular, varía de tiempo en tiempo dependiendo de los volúmenes de tránsito de las vías que conecta.

LONGITUD DE ENTRELAZAMIENTO ENTRE RAMPAS.

El número de vehículos que puede entrar o salir de una rampa está controlado algunas veces, por el número de vehículos que entra o sale de la misma vía por rampas adyacentes. En el caso de las dos rampas interiores de un trébol, usadas por el tránsito que viaja en la misma dirección en una vía principal, el tránsito que entra a la vía por la rampa interior de acceso debe entrelazarse con el tránsito que sale de ella por la rampa interior de salida. Debido a esta condición, la capacidad del tramo de la vía comprendido entre las dos rampas, puede calcularse de la misma manera que para cualquier sección de entrelazamiento. Si la distancia entre dos rampas interiores es muy corta, la capacidad combinada de las dos rampas puede limitarse a un total de alrededor de 1.200 vehículos de pasajeros por hora a una velocidad menor de 32 k.p.h. Esta es una razón por la cual los diseños en los cuales los vehículos salen de una vía expresa antes del punto donde los vehículos entran en la vía, se prefieren al diseño de trébol especialmente cuando los movimientos

del tránsito en dos rampas interiores adyacentes están en sus períodos o muy cercanos a ellos, al mismo tiempo.

CONDICIONES DE LA ENTRADA A UNA RAMPA PUEDE HACERSE DESDE UNA VÍA EXPRESA O LOS TERMINALES

La entrada a una rampa puede hacerse desde una vía en la cual el flujo del tránsito es ininterrumpido, o podría hacerse desde una vía o calle ciudadana con tránsito cruzado al mismo nivel y que esté ubicada en la cercanía inmediata de una intersección controlada por semáforos. De igual forma, la salida de una rampa puede hacerse hacia una vía con flujo ininterrumpido del tránsito o hacia una carretera o calle con tránsito cruzado a nivel. Además cualquiera o ambas de las calzadas que conecta la rampa pueden tener áreas de aceleración o desaceleración o canales adicionales para los vehículos que utilizan la rampa. Por otra parte, si no hay áreas de aceleración o canales adicionales, el arreglo general puede ser tal que los vehículos tengan que detenerse antes de entrar en la carretera o calle. Existen muchas diferentes condiciones a la entrada y a la salida de una rampa, cualquiera de las cuales podría controlar el número de vehículos que puede utilizar esa rampa determinada.

INTERSECCIONES A NIVEL EN LAS CERCANIAS DE UNA RAMPA

El tránsito que entra en una rampa que conduce a una vía expresa y el que sale de una vía expresa a través de una rampa, tiene que pasar con frecuencia a través de una intersección a nivel, en la inmediata cercanía de la rampa. El volumen del tránsito que puede absorber la rampa, depende entonces de la capacidad de esa intersección. Cuando se pre-

sente este caso, debe aplicarse la información referente a capacidad de intersecciones, cuando se trate de estimar el volumen máximo que puede entrar o salir de la rampa.

ENTRADA A UNA VIA EXPRESA DESDE UNA RAMPA. Es una práctica corriente asumir

que pueden entrar a una vía expresa, tantos vehículos como la diferencia entre la capacidad de la vía más allá de la rampa y el volumen del tránsito en la vía expresada de la rampa. Por ejemplo, si una vía expresa de cuatro canales dividida tuviera una capacidad práctica de 3.000 v.p.h. en una dirección y hubiera una cantidad de 1.800 v.p.h. en la vía expresa justo antes de la rampa de entrada, normalmente se asumiría que 1.200 v.p.h. podrían entrar en la vía expresa desde la rampa. Si no hubiera área de aceleración, esto sólo sería posible si los 1.800 vehículos que transitan por la vía expresa se pudieran concentrar y en realidad se concentraran en un sólo canal antes de llegar a la rampa de entrada. También sería cierto si hubiera un área de aceleración de la misma longitud que la necesaria para que 3.000 vehículos que viajan en tres canales se concentraran en dos, sin que esto acarrearía como consecuencia una marcada reducción en la velocidad.

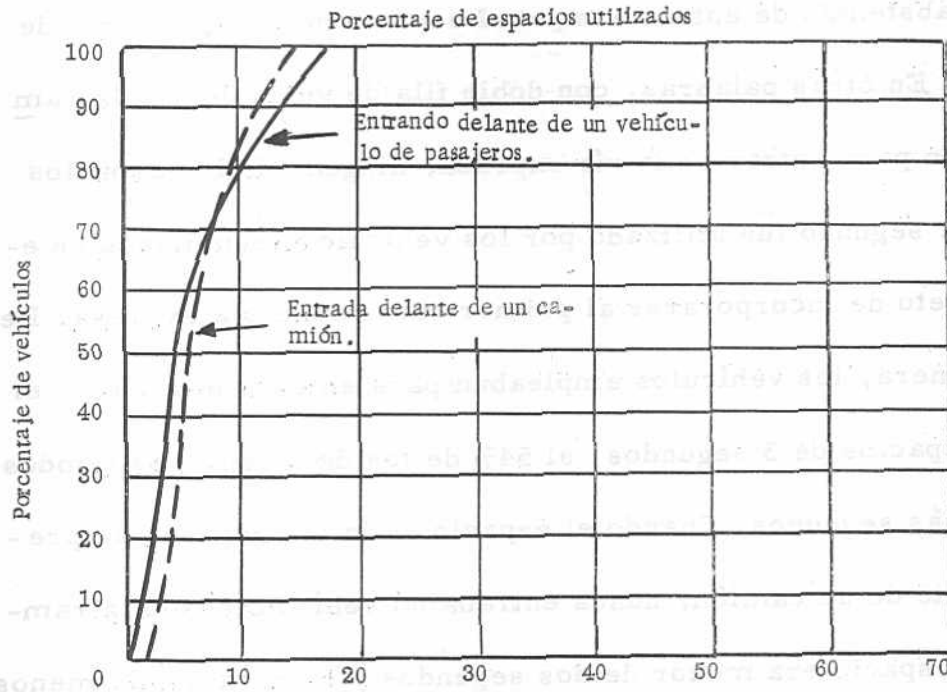
Es obvio que los vehículos que salen de una rampa sólo pueden entrar en una vía expresa intercalándose en los espacios disponibles entre los vehículos que operan en el primer canal de la vía expresa. Mientras mayor sea el volumen del tránsito en la vía expresa, menor

oportunidad habrá para que los vehículos entren en ella.

La longitud del espacio entre vehículos en la vía expresa, que será utilizado por un conductor que entra desde una rampa varía para diferentes conductores y de acuerdo con la frecuencia de estos espacios y la velocidad del tránsito. Si un conductor tiene que esperar mucho tiempo antes de que se le presente un espacio que él considere adecuado, tratará de aprovecharse de un espacio más corto, lo cual ocurre con mucha frecuencia.

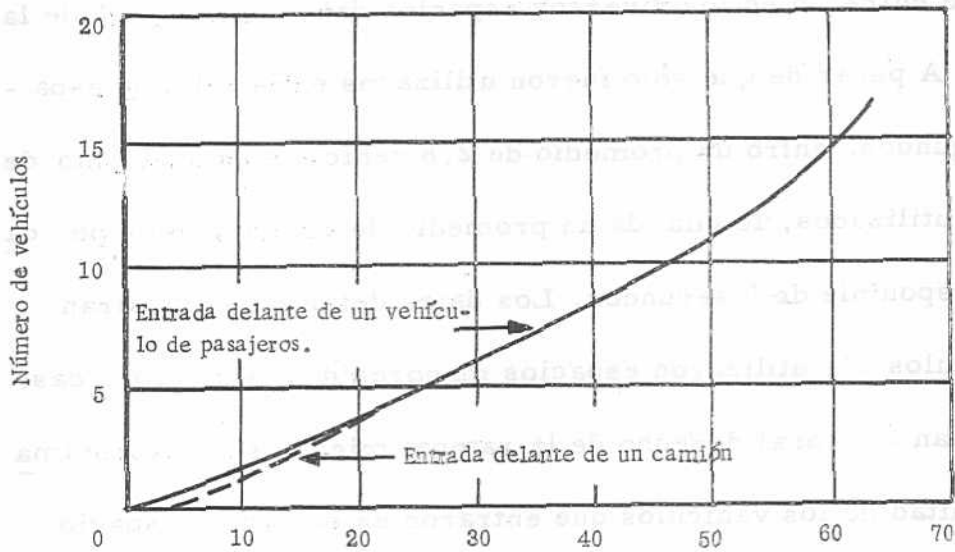
La figura 45 muestra los resultados de un estudio que se hizo con la intención de determinar la separación entre vehículos que transitaban por el canal derecho (de una vía expresa) utilizado por los conductores para entrar desde una rampa a la derecha. Estos resultados sólo muestran un conjunto determinado de condiciones, esto es, una acumulación continua de vehículos en una rampa de 6.10 mts. de ancho, con una señal estricta de parada y sin área de aceleración para el tránsito que entra en los canales de la vía expresa. Para eliminar o para al menos reducir el efecto de una de las variables - la velocidad del tránsito en la vía expresa - la separación entre vehículos en dicha vía ha sido expresada como el intervalo de tiempo entre ellos a medida que se aproximan al sitio donde está ubicada la rampa.

La parte superior de la figura 45 muestra que algunos conductores, aunque muy pocos, entraban a la vía expresa desde la rampa cuando la separación en tiempo (centro a centro) entre vehículos de pasajeros en el primer canal de la vía expresa era apenas de 1 segundo. Otros con-



Espacio entre los vehículos en el primer canal de una vía expresa -En segundos-

Número de vehículos que entran por espacio disponible (incluye los espacios que no fueron utilizados)



Espacio entre vehículos en el primer canal de una vía expresa -En segundos-

FIGURA N° 45.- Utilización de los espacios disponibles entre los vehículos del primer canal de una vía expresa, por el tránsito que entra desde una rampa de 6,10 mts. de ancho con señal de parada (durante períodos en que dos filas de vehículos esperaban en la rampa para entrar en la vía expresa.

ductores se abstenían de entrar aunque el espacio de tiempo fuera de 17 segundos. En otras palabras, con doble fila de vehículos en la rampa, esperando para entrar en la vía expresa, ninguno de los espacios menores de 1 segundo fué utilizado por los vehículos acumulados en ella con el objeto de incorporarse al primer canal de la vía expresa. De la misma manera, los vehículos empleaban para entrar en la vía el 20% de los espacios de 3 segundos, el 54% de los de 5 segundos y todos los de 17 o más segundos. Cuando el espacio en la vía expresa se presentaba delante de un camión, nunca entraba un vehículo desde la rampa cuando el espacio era menor de dos segundos y entraba por lo menos un vehículo cuando el espacio era de 15 segundos.

La parte inferior de la figura 45, muestra el número promedio de vehículos que entraron en los diversos espacios del primer canal de la vía expresa. A pesar de que sólo fueron utilizados el 54% de los espacios de 5 segundos, entró un promedio de 2.8 vehículos en cada uno de los espacios utilizados, lo cual da un promedio de 1.5 vehículos por cada espacio disponible de 5 segundos. Los datos detallados muestran que los vehículos que utilizaron espacios menores de 4 segundos, casi todos provenían del canal derecho de la rampa; mientras que aproximadamente la mitad de los vehículos que entraron en cualquier espacio mayor de 4 segundos provenían del canal izquierdo de la rampa.

USO DE LOS CANALES. Información de la índole suministrada en la

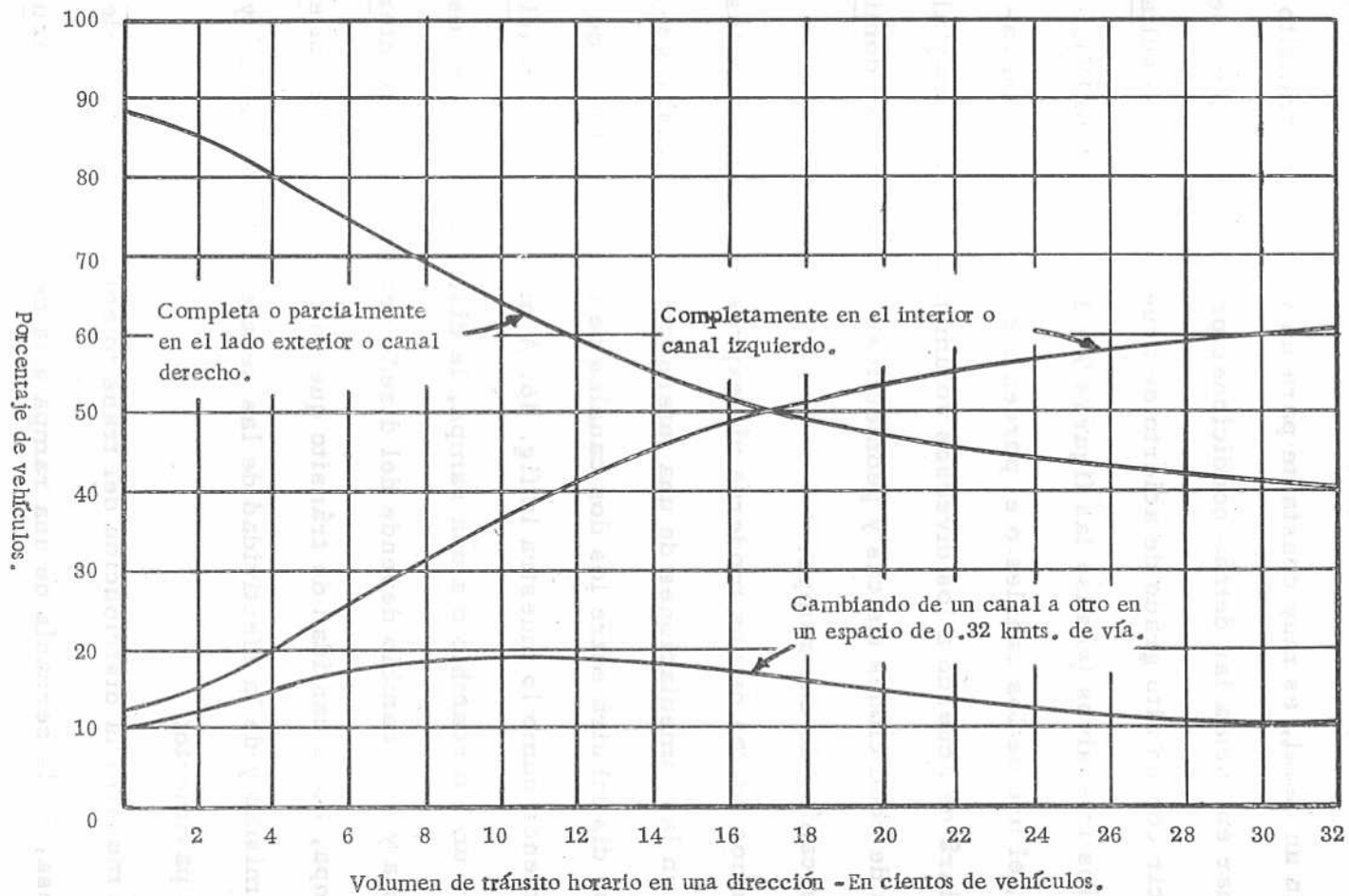


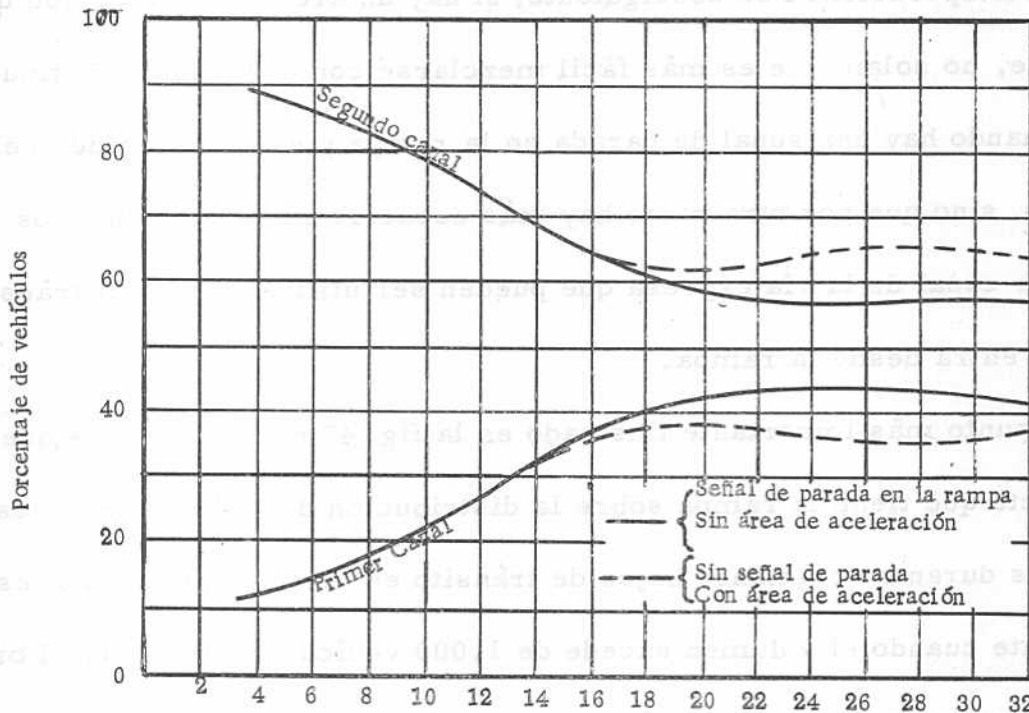
FIGURA N° 46.- Distribución de los vehículos en los canales de tránsito de una vía expresa de cuatro canales para diversos volúmenes de tránsito horario.

figura 45, combinada con el uso de los canales en una vía expresa y la frecuencia con que se presentan los diversos espacios de tiempo entre vehículos, en un canal, es muy constante para un volumen de tránsito dado sin tomar en cuenta las demás condiciones predominantes, y se puede predecir con un alto grado de acierto de acuerdo con los resultados de estudios intensivos (véanse las figuras 9 y 10 en la parte IV). Sin embargo, el uso de los canales o el porcentaje de vehículos en cada canal variará de acuerdo a los diversos volúmenes del tránsito y al gran número de condiciones físicas y geométricas que pueden predominar en las cercanías de una rampa.

En los tramos rectos de una moderna vía expresa de cuatro canales que no estén en las inmediaciones de una intersección, el tránsito generalmente se distribuirá entre los dos canales de una dirección de viaje más o menos como lo muestra la fig. 46. A medida que el tránsito se acerca a un intercambio o a una rampa, la distribución entre los canales cambia y este cambio depende del diseño determinado del intercambio o rampa, de la cantidad de tránsito que entra y sale de la vía expresa por el mismo y de la efectividad de las señales direccionales y marcas en el pavimento.

La fig. 47 muestra la distribución del tránsito entre los canales de una vía expresa, en la cercanía de una rampa a la derecha con una acumulación continua de vehículos que tratan de entrar a la vía. En el primer caso, como lo muestra la línea sólida, el tránsito desde la ram-

FIGURA N° 47.- Distribución de los vehículos en los canales de tránsito de una Vía Expresa de cuatro canales, cerca de una rampa donde un alto volumen de tránsito se incorpora al canal derecho de la vía.



pa tenía que detenerse antes de entrar en la vía expresada, mientras que en el otro caso, como lo muestra la línea cortada, había un canal de aceleración disponible y el tránsito que entraba a la vía no tenía que detenerse necesariamente.

Para ambas condiciones mostradas en la fig. 47, la mayoría del tránsito en la vía expresada circulaba por el segundo canal (canal izquierdo) durante volúmenes bajos de tránsito, para evitar la interferencia con el tránsito que entraba desde las rampas. No obstante, a medida que aumentaba el volumen de tránsito en la vía expresada, la distribución entre los canales se hacía más pareja, y se presentaba una tendencia un poco mayor de los conductores a evitar el canal derecho cuando el tránsito

que entraba no tenía que detenerse, que cuando se veían obligados a hacer esta operación. Por consiguiente, si hay un área de aceleración disponible, no solamente es más fácil mezclarse con el tránsito continuo que cuando hay una señal de parada en la rampa y no hay área de aceleración, sino que por otra parte hay más espacios entre los vehículos del primer canal de la vía expresa que pueden ser utilizados por el tránsito que entra desde la rampa.

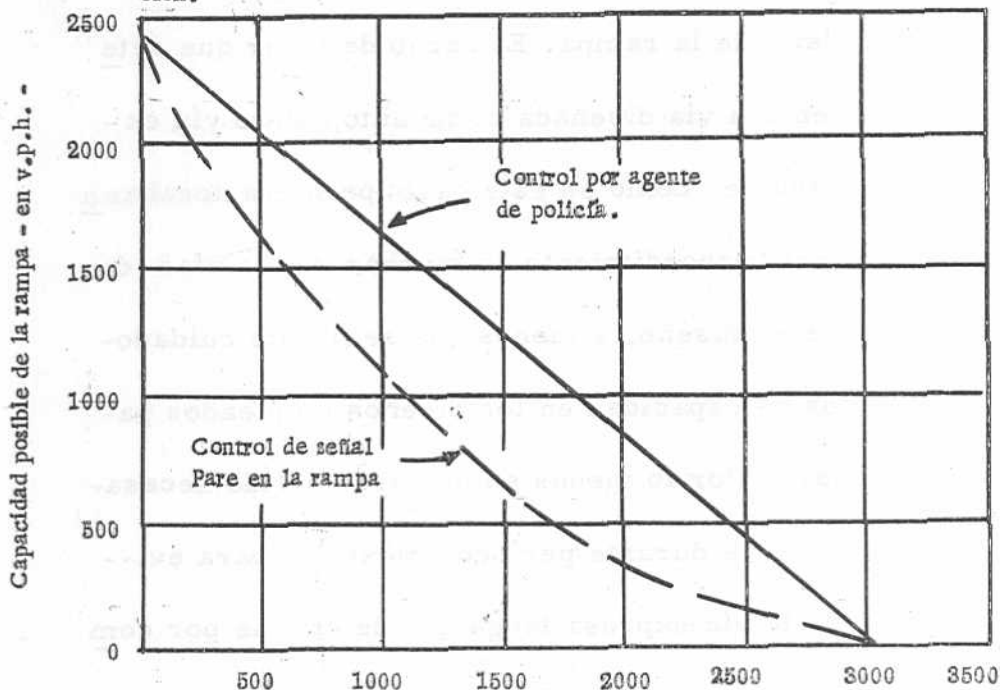
El punto más importante ilustrado en la fig. 47 es, no obstante, que el efecto que tiene la rampa sobre la distribución del tránsito en los canales durante volúmenes bajos de tránsito en la vía expresa, no es aparente cuando el volumen excede de 1,000 vehículos por canal. Los conductores no se concentrarán en un canal para dejar el otro compa-rativamente libre de tránsito de modo que otros conductores puedan entrar más fácilmente desde una rampa. Esta es una razón por la cual no es apropiado asumir que la cantidad de vehículos que puede entrar en una vía expresa desde una rampa es igual a la diferencia entre la capacidad de la vía expresa más allá de la ramapa y el volumen de tránsito en la vía expresa delante de la rampa.

La figura 48 muestra la capacidad posible de una rampa determinada en relación con el volumen de tránsito en una vía expresa. En este sitio el diseño incluía una señal de parada para controlar el tránsito desde una rampa. Pero recientemente ha sido necesario controlarlo por medio de un agente de policía durante los períodos máximos, pa -

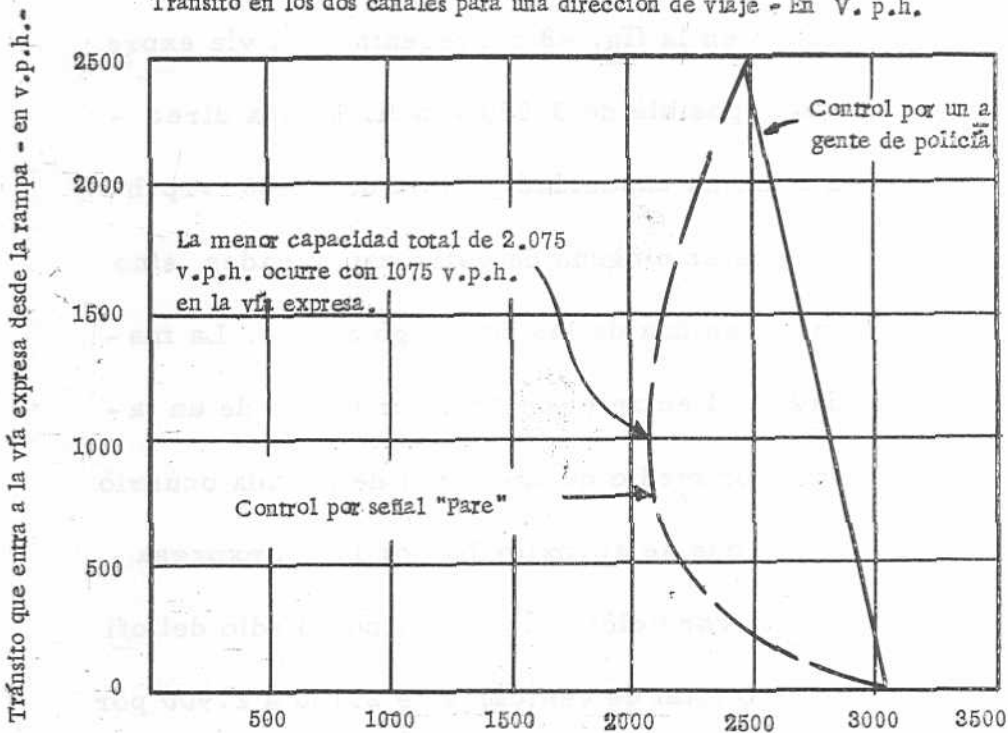
ra hacer circular los volúmenes aumentados de tránsito sin demoras prolongadas para el tránsito de la rampa. El hecho de tener que detener el tránsito continuo en una vía diseñada como autopista o vía expresa es por demás indeseable, como en este caso; pero ocasionalmente habrá que recurrir a este procedimiento en muchas de las vías de libre tránsito actualmente en diseño, a menos que se preste cuidadosa atención a los aspectos de capacidad en los diseños empleados para las cercanías de rampas. Por lo menos en un caso ha sido necesario prohibir el uso de la rampa durante períodos máximos para evitar que el tránsito en toda la vía expresa tenga que detenerse por completo.

Las condiciones ilustradas en la fig. 48 representan una vía expresa con una máxima capacidad posible de 3.050 v.p.h. en una dirección y una rampa con una máxima capacidad posible de 2.480 v.p.h. Sin embargo, no se pudo constatar ninguna de estas capacidades sino cuando el volumen de tránsito en una de las dos llegó a cero. La mayor diferencia de capacidad total entre el control por medio de un agente de policía y el control por medio de una señal de parada ocurrió cuando el volumen de tránsito que se aproximaba por la vía expresa llegó a 1.500 v.p.h. Bajo esta condición, el control por medio del oficial de policía aumentó el flujo total de vehículos de 2.130 a 2.900 por hora, o sea un 36%. Pero aún con este aumento, el tránsito que podía entrar desde la rampa estaba limitado a 1.400 v.p.h., o solamente un

FIGURA N° 48.- Variación en la capacidad de la rampa con el volumen de tránsito en la vía expresa: rampa de 6,10 de ancho; no hay área de aceleración.



Tránsito en los dos canales para una dirección de viaje - En V. p.h.



Tránsito total en los dos canales de una vía expresa incluyendo el tránsito de la rampa - En vehículos por hora - .

90% del volumen necesario para llenar la vía expresa hasta su capacidad.

SALIDA DE LA VIA EXPRESA A LA RAMPA.

El máximo volumen de tránsito que puede entrar en una rampa sin ocasionar condiciones de operación poco satisfactorias en la vía expresa depende (1) del volumen total de tránsito en la vía expresa, (2) del porcentaje de este volumen total que se disponga a usar la rampa, (3) del porcentaje de vehículos comerciales. Sin tomar en cuenta el diseño general y dentro de límites razonables, 1.200 a 1.500 vehículos por hora pueden entrar en una rampa, en una sola fila, si todos estos vehículos se encuentran en el canal adyacente a la rampa. De la misma manera, dos filas de tránsito o 2.400 vehículos por hora pueden entrar en una rampa si todos estos vehículos se encuentran en los dos canales de la vía expresa adyacente a la rampa y si los conductores que se encuentran en la segunda fila pueden tener la seguridad de que todos los vehículos de la primera fila se dirigen hacia la rampa.

Raras veces ocurre una segregación perfecta del tránsito que se dirige a la rampa delante de ésta, especialmente cuando una vía expresa está cargada hasta su capacidad máxima o cerca de ella. En el canal derecho de la vía expresa se encontrarán algunos vehículos que seguirán en la vía, especialmente aquéllos operados por conductores lentos y precavidos o los que están pendientes de las señales direccionales, y los vehículos comerciales. Si la rampa queda a la derecha, es-

tos vehículos ocupan espacios que de otra manera podrían ser utilizados por vehículos que entran en la rampa. También cruzan la trayectoria de los vehículos que entran en la rampa desde el segundo canal, creando así una condición de riesgo cada vez que el volumen de tránsito que entra a ella excede de 1.200 a 1.500 v.p.h., y que hacen necesario el uso de dos canales.

La fig. 49 muestra la tendencia de algunos conductores a permanecer en el canal derecho en las cercanías de una rampa de salida aunque no vayan a utilizarla. La distribución por canales para volúmenes bajos de tránsito, difiere mucho de la distribución que se encuentra en tramos donde no hay rampas (fig. 46). También difiere de la distribución en la cercanía a una rampa utilizada por el tránsito que entra en una vía expresa (fig. 47). Sin embargo, con volúmenes cercanos a la capacidad máxima, la diferencia para diversas condiciones es mucho menos marcada, presentándose, - en todo caso - una tendencia del tránsito a dividirse parejamente entre los canales.

CONCLUSIONES. A pesar de que los datos presentados en la discusión anterior muestran las capacidades de las rampas solamente bajo unas pocas condiciones específicas, la aplicación de la información relativa al uso de los canales en vías expresas ayuda a racionalizar los problemas que se refieren a las capacidades de las rampas bajo una amplia variedad de condiciones.

Las conclusiones siguientes son un compendio breve de los hechos

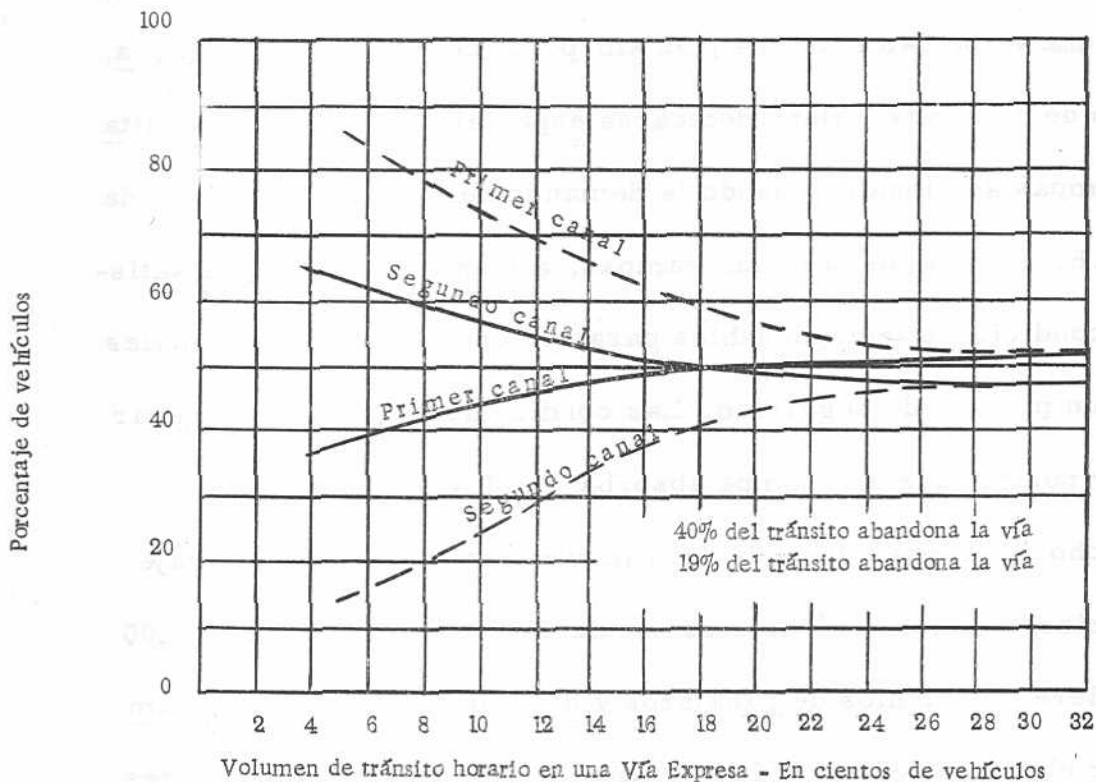


FIGURA N° 49.- Distribución de los vehículos en los canales de tránsito de una Vía Expresa de cuatro canales en la cercanía de una rampa donde un alto volumen de tránsito abandona la vía por la derecha (el volumen de tránsito horario incluye el tránsito que abandona la vía por la rampa.

más importantes que se refieren a las capacidades de las rampas:

- 1) La capacidad de una rampa puede estar limitada tanto por la anchura y alineamiento de ésta como por condiciones físicas y del tránsito en cualquiera de los terminales.
- 2) Con las curvaturas y condiciones de tránsito que generalmente están presentes donde hay rampas, usualmente es difícil obtener más del equivalente de la operación en un sólo canal de la rampa. Con una operación tal, la capacidad de la rampa normalmente no excede

rá de 1.200 vehículos de pasajeros por hora con un máximo posible de 1.500 vehículos de pasajeros por hora cuando los vehículos puedan mantenerse a una velocidad entre 24 y 32 km.p.h. (con un radio mínimo a, aproximado de 30.5 mts.) Debe dedicarse especial atención a la habilitación de rampas adicionales cuando la demanda del tránsito exceda de 1.200 v.p.h. en cualquiera de las rampas, a menos que se pueda satisfacer las condiciones indispensables para una operación en dos canales dentro de un margen de seguridad. Las condiciones que deben imperar para hacer posible que una rampa absorba 1.200 v.p.h., son:

- a) Un ancho de rampa adecuada para movimientos de cruce y viraje requeridos por los vehículos comerciales (Nota: la cifra de 1.200 se refiere a vehículos de pasajeros y debe ser reducida para compensar el efecto de los vehículos comerciales que están presentes. Como mínimo, cada vehículo comercial de doble rueda trasera tiene el efecto de dos vehículos de pasajeros).
 - b) Una superficie u hombrillo adecuado para vehículos accidentados, especialmente en rampas que estén ubicadas en pendientes.
 - c) Areas adecuadas de cambio de velocidad, o capacidad de exceso de las calzadas que estén conectadas con la rampa.
- 3) Es posible que una rampa y sus terminales absorban volúmenes de tránsito que excedan de 1.200 v.p.h. bajo ciertas condiciones.

Las condiciones que deben llenarse son las siguientes:

- a) Ancho de la superficie y radio de curvatura adecuada (una super

ficie de 8.54 mts. por lo menos y un radio mínimo de 61 mts. aproximadamente).

b) Por lo menos un canal continuo en cada vía enteramente libre de tránsito que no sea el que está utilizando la rampa y un segundo canal en cada vía lo suficientemente libre de tránsito continuo como para absorber el volumen de la rampa que exceda de 1,200 v.p.h. (generalmente la salida de la rampa y la entrada a ésta deben tener características de diseño similares a las de una intersección en Y de dos vías).

4) Los siguientes factores son importantes cuando se considera la disponibilidad de espacios en los canales de tránsito continuo a los cuales puedan entrar los vehículos desde la rampa:

a) Con volúmenes de tránsito menores de 1.000 vehículos por canal y por hora en una vía de canales múltiples, hay una tendencia marcada del tránsito que se aproxima a una rampa de entrada a desplazarse del canal adyacente al terminal de la rampa, evitando así la interferencia con vehículos que vienen de la rampa y brindando mejor oportunidad a los vehículos para entrar en la vía.

Sin embargo cuando el volumen en una dirección de la vía excede de 1.000 vehículos por hora por canal, esta tendencia a desplazarse del canal adyacente a la rampa no se manifiesta y el tránsito conserva aproximadamente la misma distribución en -

- entre los canales en el terminal de la rampa que en secciones donde no hay rampa. Esto es cierto sobre todo en sitios donde hay señales de parada para vehículos que entran desde la rampa. Donde hay áreas de aceleración sin control de señal de parada para los vehículos que vienen de la rampa, un porcentaje ligeramente mayor del tránsito continuo utilizará el canal más apartado de la rampa que el que normalmente utiliza este canal en ubicaciones libre de la influencia de las rampas.
- b) Debido a la tendencia del tránsito a distribuirse entre todos los canales de una vía de canales múltiples durante altos volúmenes de tránsito, para así evitar una condición de mayor densidad en un canal que en otro, muchos de los espacios abiertos entre vehículos en el canal o los canales no adyacentes al terminal de la rampa, no pueden ser ocupados por vehículos que entran desde ella. En una vía expresa es imposible llenar todos los espacios disponibles entre vehículos, a menos que haya áreas de aceleración adecuadas donde éstos se puedan mezclar con el tránsito continuo. Por lo tanto el volumen de tránsito que puede entrar desde una rampa, rara vez será igual a la cantidad por la cual la capacidad de la vía expresa excede el volumen de tránsito en la vía expresa delante de la misma.
- 5) Donde los puntos de acceso y egreso desde y hacia la vía expresa estén muy cercanos, el intercambio de tránsito resultante en

tre los canales puede ocasionar que ciertas extensiones de la vía expresa caigan dentro de la categoría de secciones de entrelazamiento y de esta manera afecten la capacidad de la vía y de las rampas.

- 6) El conocimiento de la distribución del tránsito entre la rampa y la vía expresa es de suma importancia al seleccionar el máximo volumen de tránsito horario. Un índice horario del tránsito que utiliza una rampa vale poco, sin un índice similar de la vía expresa u otra vía continua.
- 7) En las rampas de salida, el número de vehículos que puede entrar en ella es afectado por el volumen de tránsito continuo que utiliza el canal derecho. Muchos vehículos de pasajeros que marchan lentamente y la mayoría de los vehículos comerciales utilizan este canal, ocupando así espacios en la corriente de tránsito que de otra manera podrían ser utilizados por los vehículos al abandonar la vía expresa. En la mayoría de las instalaciones, el volumen de tránsito que utiliza una rampa de salida no puede exceder de 1.200 vehículos de pasajeros menos el número de vehículos de tránsito continuo que ocupa el canal adyacente a la rampa. El uso apropiado de las señales será de mucha ayuda para reducir a un mínimo el número de vehículos que tiene que ser reducido de la capacidad de la rampa por tal motivo.

Las condiciones enumeradas en el inciso 3 deben llenarse si es que una rampa de salida va a absorber más de 1.200 vehículos de pasajeros por hora.

PARTE VIII.- CAPACIDAD HORARIA Y SU RELACION CON EL
VOLUMEN PROMEDIO ANUAL Y EL FLUJO MAXIMO
MO.

INTRODUCCION A través de la discusión anterior sobre capacidades de vías, los volúmenes de tránsito han sido expresados en términos de vehículos por hora. Este período de tiempo fue seleccionado por el Comité porque los períodos de congestión o movimiento intenso de tránsito generalmente son de una duración relativamente corta y sólo ocupan una pequeña parte del día. Una hora es el período de tiempo más corto que se debe aplicar, en la práctica, a los conteos de vehículos, aunque sin ignorar que, bajo ciertas condiciones, serían deseables los conteos durante períodos aún más cortos.

Frecuentemente al tratar de aplicar las capacidades horarias a la solución de problemas prácticos, el ingeniero no dispone de datos completos y detallados sobre volúmenes horarios referentes a la vía que está considerando. Algunas veces la única información a mano, es el volumen promedio anual para 24 horas, basado en unos cuantos conteos a través del año o calculados según conteos hechos en ubicaciones cercanas. En otros casos, la única información sobre volumen de tránsito, es un conteo correspondiente a un sólo día, conteos efectuados durante unos pocos días aislados del año, o como ocurre en muchos casos, conteos por períodos menores de 24 horas. Aunque el costo de obtener datos sobre tránsito es relativamente bajo en comparación con el costo de cualquier mejora intensiva, frecuentemente es necesario hacer uso de datos muy escuetos para la solución de problemas referentes a la capacidad de una vía. En tales casos es de suma

importancia un método que permita ajustar los conteos disponibles para obtener las capacidades horarias necesarias, y tener muy en cuenta las variaciones que puedan esperarse en el tránsito.

Sin este conocimiento no puede ser completamente exitosa la aplicación de datos de conteos de tránsito a la planificación y al diseño de nuevas vías o al uso apropiado de las existentes. El propósito de este capítulo es dar información referente a estas materias, tan directamente relacionadas con la capacidad de vías, y necesarias para el uso apropiado de los datos sobre capacidad.

RELACION DEL VOLUMEN PROMEDIO ANUAL CON LA CAPACIDAD.-

La medida más común que se utiliza para indicar el tránsito en una vía es el volumen promedio anual de tránsito diario. Aunque esta cifra es valiosa para muchos propósitos, tales como determinar el tipo de superficie que debe ser utilizado y computar los ingresos totales derivados de impuestos sobre gasolina al viajar por carretera, no es una medida directa del número de canales de tránsito necesario o de otras características geométricas de la vía, indispensables para prestar un servicio adecuado a los conductores que la utilizan.

Los días durante los cuales el volumen real corresponde al día promedio del año, ocurren con mucho menos frecuencia de lo que ordinariamente se supone. Un estudio de 48 vías rurales seleccionadas en 45 estados, indica que el volumen de tránsito representativo del volumen promedio anual por día, es excedido durante 160 de los 365

días del año en la ubicación promedio. En algunos lugares el volumen promedio diario sólo fué excedido en 70 días del año, y en otros esta cifra se elevó a 228 días.

Por lo tanto, es evidente que las vías planificadas para absorber solamente el tránsito de un día promedio se verán definitivamente sobrecargadas durante una parte considerable del año. En efecto, en ciertos días, el volumen será más del doble del promedio anual en la ubicación rural promedio. La práctica de expresar las capacidades de diversas vías en términos de tránsito promedio diario, sin tomar en consideración la variación del flujo del tránsito y la relación entre los volúmenes promedios diarios y los máximos volúmenes horarios, ha contribuido ampliamente a la mala interpretación y a la divergencia de opiniones con respecto a las capacidades de vías.

SELECCION DE LAS CAPACIDADES HORARIAS REQUERIDAS ENTRE CONTEOS CONTINUOS. Estrechamente relacionadas con la fluctuación del flujo de tránsito durante las diversas horas del día, días de la semana y estaciones del año, está la selección del volumen horario específico que debe ser utilizado con propósitos de diseño o como el volumen razonable que una calle o carretera existente debe esperarse que absorba. Es con estos propósitos que el período de tiempo de una hora asume una importancia primordial.

Si se va a diseñar una vía para servir adecuadamente al tránsito, deben tomarse en consideración los períodos breves pero frecuen -

temente repetidos de horas de mayor movimiento. Pero no es acertado ni económicamente considerar los volúmenes horarios extremos de tránsito que pueden ocurrir sólo pocas veces al año. Debe aplicarse la Ley de la "disminución gradual" (the law of diminishing returns) para fijar el volumen horario más alto que justifique la erogación necesaria de fondos para suplir la capacidad adicional.

Cuando existen conteos de tránsito horario para un año completo, correspondientes a una vía que se esté considerando, es posible mostrar el patrón de tránsito anual organizando los volúmenes horarios en orden descendente de acuerdo con su magnitud. Una tabla o gráfico de esta índole simplifica enormemente el problema de seleccionar la mínima capacidad horaria que sirva adecuadamente al tránsito actual de la vía en particular, o a la demanda futura del tránsito basada en un aumento del porcentaje asumido o estimado.

La tabla 21 presenta un ejemplo de como pueden ser utilizados los patrones de tránsito anual para seleccionar la mínima capacidad horaria que sirva adecuadamente al tránsito que actualmente utiliza la vía. La tabla muestra los patrones de tránsito anual es correspondientes a dos secciones de vías ubicadas en el mismo Estado, ambos con un volumen promedio anual de 3.000 vehículos por día. Los datos sobre el tránsito en domingos o días feriados están incluidos en la tabla, porque no hay ninguna base firme para suponer que no sea menos necesario habilitar una capacidad adecuada para horas de máxi

mo tránsito en domingos y días feriados que en los otros días de la semana.

Aunque ambas vías tienen el mismo volumen promedio anual de tránsito diario, los máximos volúmenes de tránsito horario en la vía B son mucho más altos que en la vía A debido a la mayor fluctua-

TABLA 21

PATRONES ANUALES DE TRANSITO PARA DOS SECCIONES DE VIAS RURALES, EN CADA UNA DE LAS CUALES EL PROMEDIO ANUAL DE TRANSITO DIARIO ES DE 3.000 VEHICULOS.

Volumen de tránsito horario	Porcentaje que el volumen horario representa del volumen promedio en 24 horas.	VIA A		VIA B	
		Número de horas durante el año en que el volumen horario fue excedido.	Porcentaje del total de vehículos que utilizó la vía cuando el volumen horario fue excedido.	Número de horas durante el año en que el volumen horario fue excedido.	Porcentaje del total de vehículos que utilizó la vía cuando el volumen horario fue excedido.
3.000	100.0	0	0	0	0
1.300	43.0	0	0	0	0
1.200	40.0	0	0	6	0.69
1.100	36.7	0	0	15	1.64
1.000	33.3	0	0	29	2.99
900	30.0	0	0	62	5.88
800	26.6	0	0	100	8.50
700	23.3	1	0.06	153	12.43
600	20.0	5	.30	206	15.63
500	16.7	20	1.01	298	20.24
400	13.3	101	4.60	430	25.67
300	10.0	360	12.29	727	35.15
200	6.7	1.366	34.04	1.388	50.05
100	3.3	5.270	84.21	3.510	78.43
0	0	8.760	100.00	8.760	100.00

ción de la corriente de tránsito, según la estación del año o día de la semana que se considere. En la vía A, el 1% de los vehículos utilizan la vía cuando el volumen de tránsito horario es de 500 vehículos o más. Sin embargo en la vía B, más del 20% de los vehículos, o alrededor de 200.000 por año, viajan cuando el volumen de tránsito horario es de 500 vehículos o más; y más del 8%, o alrededor de 80.000, viajan cuando el volumen de tránsito horario es de 800 vehículos o más. Por lo tanto, si la capacidad

práctica de la vía A solamente es de 450 vehículos por hora, no estará más congestionada que la vía B si la capacidad práctica de esta última es de 1.000 v.p.h. En ambos casos la capacidad práctica sería excedida durante unas 30 horas del año y alrededor del 3% del tránsito total que utiliza cada vía durante el año se vería obstaculizado debido a la congestión de tránsito durante esas 30 horas.

Los patrones de tránsito anual también muestran que relativamente pocos conductores se beneficiarían con vías de capacidades prácticas más altas que éstas, y que un porcentaje de conductores cada vez mayor se vería perjudicado debido a vías de capacidades prácticas sólo ligeramente más bajas.

Ordinariamente se puede aplicar el procedimiento anterior en la selección de una capacidad práctica horaria para un futuro aumento de tránsito, cambiando los volúmenes de tránsito diarios indicados en la primera columna de la tabla 21 en el mismo porcentaje que el aumento estimado del volumen anual. Los volúmenes horarios aumentan más o menos en la misma relación que los volúmenes promedio diarios en cualquier vía.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD HORARIA REQUERIDA, DE ACUERDO CON EL VOLUMEN ANUAL.

La discusión que antecede y la tabla 21 ilustran la am-

plia diferencia que puede existir en las corrientes de tránsito durante la hora crítica en dos vías que tengan el mismo volumen promedio a-

nual de tránsito diario, y la diferencia resultante en las capacidades horarias de las dos vías, cuyo conocimiento es necesario para proporcionar un servicio eficiente bajo las dos condiciones. Los resultados de un análisis de datos de conteos de tránsito para 171 estaciones en 48 estados están resumidos en la tabla 22 y detallados en la tabla 23. Se anticipa que estas tablas serán valiosas para calcular las máximas corrientes de tránsito horario en vías dentro del área de influencia de estas estaciones, o donde existiendo condiciones similares, sólo se conozcan los volúmenes de tránsito anual.

La fig. 50 muestra el patrón de tránsito anual promedio para estas 171 estaciones en vías rurales e indica la variación de las corrientes máximas que ocurren en diferentes lugares. En una vía con una fluctuación promedio de la corriente de tránsito, el máximo volumen horario representa alrededor de un 25% del promedio anual del volumen diario. No obstante el máximo volumen horario de un año excedió del 31% del volumen promedio diario en un 15% de los lugares, mientras que en otro 15% de estos lugares fué menos del 16% del volumen promedio diario. Sin embargo en todos los lugares, son relativamente pocas las horas durante el año en que el volumen de tránsito excede considerablemente del volumen que ocurre frecuentemente o durante un gran número de horas cada año. Esto sería más evidente si las curvas de la fig. 50 fueran extendidas hasta incluir las 8.760 horas de un año completo, en cuyo caso llegarían o se acercarían a

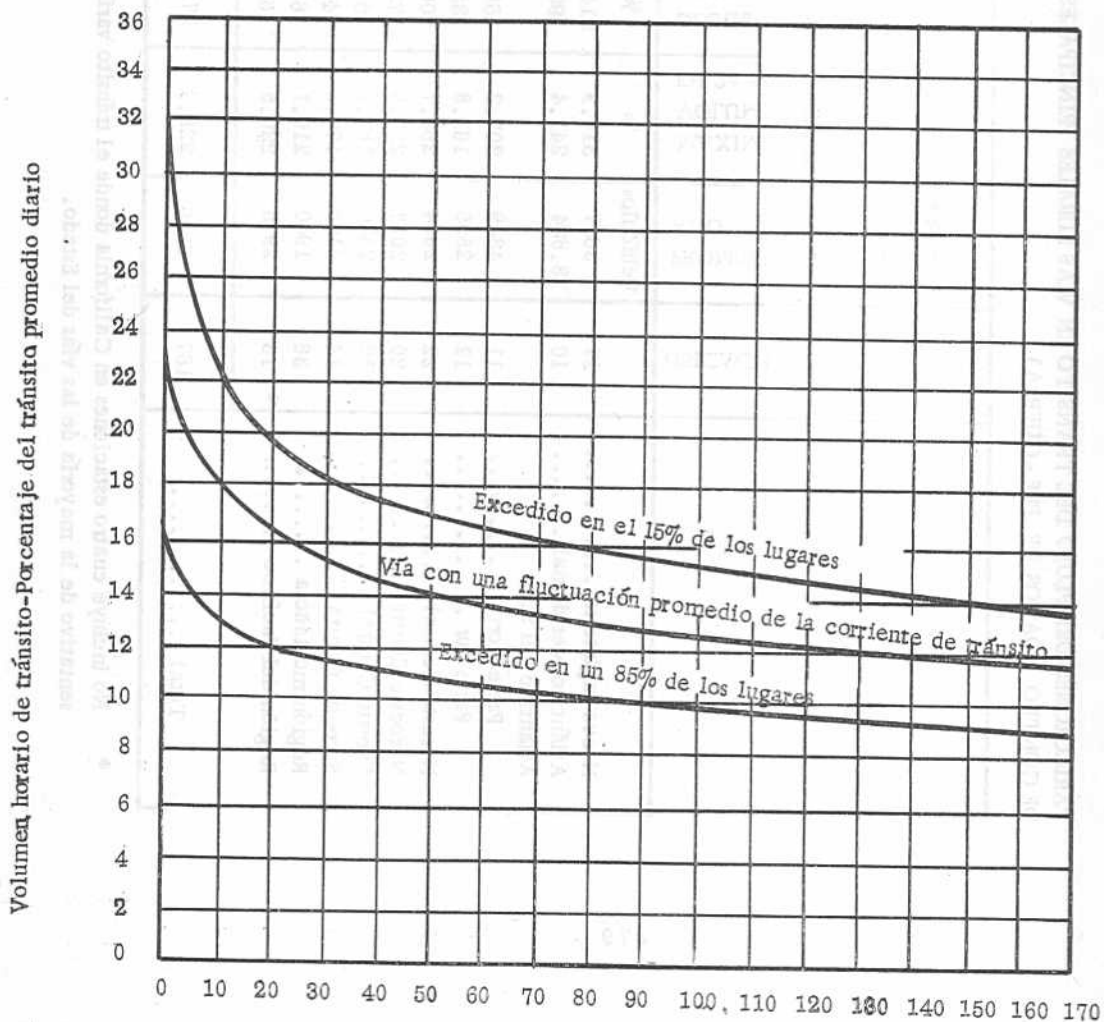
VARIACIONES DEL FLUJO DEL TRANSITO EN VIAS RURALES PRINCIPALES PROMEDIADO PARA LAS DIVERSAS AREAS DE CONTEO (DATOS DE PRE - GUERRA)

AREAS DE CONTEO	UBICACIONES ESTUDIADAS	VOLUMENES EN 24 HORAS			PORCENTAJE DEL VOLUMEN PROMEDIO EN 24 HORAS EN CIERTOS VOLUMENES HORARIOS DURANTE EL AÑO.				
		PROMEDIO POR AÑO	PORCENTAJE DEL PROMEDIO EN:		MAXIMO VOLU - MEN HORARIO	DECIMO VOLU - MEN HORARIO	VIGESIMO VOLU - MEN HORARIO	TRIGESIMO VOLU - MEN HORARIO	QUINCUA GESIMO VOLUMEN HORA - RIO.
			MAXIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.	DECIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.					
		Vehículos	%	%	%	%	%	%	%
Nueva Inglaterra	17	3657	316.9	214.9	34.5	25.6	23.1	21.7	19.6
Atlántico Meridional	10	13.884	241.4	190.2	21.9	17.2	16.0	15.2	14.2
Atlántico del Sur:									
Parte Norte	11	4349	207.2	166.4	20.1	16.6	15.5	14.8	13.8
Parte Sur	12	2595	161.8	135.1	18.3	14.3	13.3	12.7	11.9
Noreste Central	22	2864	263.7	200.0	29.0	19.6	17.8	16.6	15.3
Noroeste Central	20	2017	250.6	178.5	29.4	18.9	16.7	15.7	14.4
Sureste Central	12	2420	187.2	151.9	23.7	17.6	16.3	15.6	14.3
Surroeste Central	14	3108	177.6	140.8	17.7	13.9	12.9	12.3	11.5
Región montañosa	36	1940	216.1	165.9	23.7	16.0	14.6	13.9	12.8
Región del Pacífico	* 13	2975	220.5	167.4	24.1	16.7	15.0	14.2	13.1
Total	167	3370	228.9	172.6	24.9	17.8	16.2	15.3	14.1

* No incluye cuatro estaciones en California donde el tránsito varía mucho con las estaciones del año y no es representativo de la mayoría de las vías del Estado.

la línea de base cero situada a una distancia hacia la derecha que equivaldría a cerca de 50 veces la anchura del cuadro.

TRIGESIMO VOLUMEN HORARIO, La relación entre las máximas UN CRITERIO PRACTICO DE LA CAPACIDAD NECESARIA. corrientes horarias y el promedio anual de tránsito diario en vías rurales, como lo muestra la fig. 50, sirve de guía al seleccionar un volumen horario razonable para el diseño de una vía. Observando primero la curva que muestra la



Número de horas en un año durante las cuales el volumen de tránsito fue mayor que el promedio.

FIGURA 50.- Relación entre el flujo horario máximo y el volumen promedio anual de tránsito diario en carreteras rurales.

fluctuación del tránsito en una vía rural promedio, se notará que la hora de máximo tránsito del año requeriría una vía que tuviera más del doble de la capacidad que sería necesaria si cierto grado de congestión fuera tolerable durante 130 horas del año. Como ilustración, considérese una vía propuesta para la cual se anticipa un promedio anual de volumen diario de 4.200 vehículos. Para habilitar el volumen horario más alto durante el año sería necesaria una capacidad igual a 25% de 4.200, o sea, 1.050 v.p.h. Una vía capaz de absorber el tránsito durante todas las horas del año, exceptuando los primeros 130 volúmenes horarios, requeriría una capacidad alrededor de 500 v.p.h. solamente.

Sin embargo si la capacidad práctica fuera de 500 v.p.h. solamente, un gran número de conductores sufriría las consecuencias de la congestión durante las 130 horas de volumen máximo del año. Al planificar de acuerdo con el volumen durante las 120 horas de volumen máximo en vez de las 130, el cambio en el diseño requerido sería inconsecuente, porque la diferencia en los dos volúmenes horarios no merece tomarse en cuenta. Siguiendo este procedimiento, se encontrará que aproximadamente al trigésimo volumen horario el declive de la curva cambia rápidamente y es en este punto donde la relación del beneficio con la erogación está cerca del máximo.

Las medidas para habilitar un volumen de tránsito horario que no sea excedido por lo menos 30 veces al año significará una mejora extremadamente pequeña en términos de beneficio al conduc--

tor, mientras que usualmente se ahorrará poco en el costo de construcción y se perderá mucho en beneficio al conductor si no se toman medidas para habilitar el quincuagésimo volumen máximo de tránsito horario del año. Es por esta razón que por lo general se puede justificar un diseño que absorba el quincuagésimo volumen máximo de tránsito horario del año, mientras que un diseño que absorbe un volumen de tránsito mayor que el que ocurre durante el trigésimo volumen horario, generalmente no está justificado.

Aunque este análisis está basado en la fluctuación promedio del volumen de tránsito en muchas carreteras, los resultados no necesariamente son aplicables a todos los lugares. Sin embargo, siguiendo un procedimiento similar para los lugares que tengan fluctuaciones altas y bajas en la corriente del tránsito, como los representados en la curva superior y la inferior de la fig. 50, se puede mostrar que en estos, y por lo tanto en la mayoría de los casos, el trigésimo volumen máximo horario del año generalmente es un criterio razonable de la capacidad necesaria para la cual es más práctico diseñar. Este criterio recientemente fué adoptado por la American Association of State Highway Officials como política de diseño para el SISTEMA NACIONAL DE VIAS INTERESTADALES.

Sin embargo, una estricta adherencia a la aplicación de este criterio no siempre será el resultado de la mejor práctica de Ingeniería. Existen numerosas ubicaciones específicas donde sería apropiada.

do un diseño capaz de absorber un volumen horario que no sea el trigésimo del año. Por tal motivo, y también porque los conteos de tránsito son relativamente baratos en comparación con el costo de construcción, se debería disponer de los resultados de un conteo de tránsito horario continuo para un año completo en ubicación en o cerca del lugar donde se contemple un proyecto importante de construcción o reconstrucción.

Considerando la forma del patrón de tránsito anual (la curva obtenida al organizar todos los volúmenes horarios en un año en orden descendente de acuerdo con su magnitud) se puede determinar el volumen horario más factible que debería ser utilizado con propósitos de diseño.

En conexión con la selección del volumen de diseño, deben ser considerados los aumentos futuros del volumen de tránsito por causa del aumento normal de viajes y tránsito móvil debido al mejoramiento de la vía, junto con el período de duración de la construcción contemplada y las capacidades de tránsito de los diversos diseños posibles. Por ejemplo, si el trigésimo volumen horario en 20 años requiriese una vía de cuatro canales, mientras que el quincuagésimo sólo requiriera una vía de dos, lo más práctico sería habilitar este último volumen horario para propósitos de diseño. Pero si se necesitara una vía de cuatro canales dentro de 10 años, sería más razonable construir una vía de dos canales por lo pronto y hacer la

T A B L A 23

VARIACIONES DEL FLUJO DE TRANSITO EN LAS PRINCIPALES VIAS RURALES

REGION Y ESTADO	ESTACION DE CONTEO N°	RUTA N°	COMIENZO DEL AÑO	VOLUMENES EN 24 HORAS			PORCENTAJE DEL VOLUMEN PROMEDIO EN 24 HORAS EN CIERTOS VOLUMENES HORARIOS DURANTE EL AÑO.					
				PROMEDIO POR AÑO	PORCENTAJE DEL PROMEDIO EN		MAXIMO VOLU- MEN HORARIO	DECIMO VOLU- MEN HORARIO	VIGESIMO VOLU- MEN HORARIO	TRIGESIMO VOLU- MEN HORARIO	QUINCAGESIMO VOLUMEN HORA- RIO.	
					MAXIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.	DECIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.						
NUEVA INGLATERRA				Vehículos	%	%	%	%	%	%	%	
Connecticut	6-WB *	1	31-3-39	6.813	287.7	244.3	29.7	25.6	24.0	23.4	22.0	
	7-EB	1	id.	6.811	297.2	221.4	26.7	21.7	19.6	18.5	17.5	
	6 y 7	1	id.	13.624	292.5	227.9	25.7	21.2	19.2	18.6	17.7	
	17	5	id.	8.313	155.3	136.8	13.3	12.0	11.5	11.2	10.8	
	3	27	15-12-40	1.397	319.2	240.9	39.8	28.6	25.8	24.3	22.0	
Maine	2	1	5-2-38	1.287	274.1	263.4	22.4	19.8	18.8	17.9	17.1	
	2	1	1-1-40	1.248	274.3	231.6	24.0	20.6	19.5	18.7	17.6	
	4	17	id.	436	354.8	183.9	39.4	21.6	19.5	18.1	16.7	
Massachusetts	8	1	30-4-38	7.363	288.2	246.9	24.6	22.2	20.7	19.9	18.2	
	10	10	21-7-39	6.476	218.7	189.0	18.8	16.8	16.3	15.8	15.0	
	1	8	1-1-40	3.071	205.4	160.6	29.3	20.7	17.4	16.3	14.6	
New Hampshire	2	3	12-5-40	6.635	263.3	198.8	28.5	20.6	18.7	17.8	16.4	
	1	3	1-1-40	1.410	517.2	277.8	55.2	43.0	37.5	32.8	27.5	
	1	3	18-9-37	1.360	647.6	279.9	60.4	48.4	38.7	34.1	28.9	
Rhode Island	3	104	22-10-39	535	298.1	227.1	34.7	25.4	23.7	22.8	20.9	
	4	146	1-1-40	4.609	197.2	166.9	26.3	21.3	19.6	18.5	16.6	
	2	1	id.	2.155	452.9	263.9	57.2	41.6	37.1	34.0	30.0	
	2	1	4-6-38	1.931	466.8	238.0	68.3	43.8	37.9	34.2	31.4	
	3	102	1-1-40	330	240.9	215.2	62.7	27.6	26.1	24.8	22.7	
Vermont	A-12-2	2	1-1-49	1.688	236.3	196.1	38.1	19.5	17.5	16.9	16.2	
	A-12-2	2	28-11-36	1.615	276.5	219.6	31.3	22.2	20.9	20.3	18.0	
	C-14-2*	14	1-1-41	1.145	275.1	194.8	34.1	23.3	20.5	19.0	17.6	
	B-6-1	7	2-3-41	352	706.0	280.1	69.9	44.5	40.0	37.2	30.3	

Tabla 23 cont....)

ATLANTICO MERIDIONAL											
New Jersey (Essex County)	NB	25	1-1-41	32.100	144.2	130.6	14.2	11.9	10.9	10.5	9.2
	SB	25	id.	30.150	159.9	137.3	13.3	11.4	11.1	10.9	10.3
New Jersey (Edison Bridge)	NE y SB	25	id.	62.250	145.6	131.6	11.2	9.6	9.3	9.3	8.8
	NE	35	id.	13.725	257.9	167.3	26.7	23.3	21.1	19.7	18.0
	SB	35	id.	11.356	436.3	315.3	36.0	28.0	24.7	24.7	23.6
	NE y SB	35	id.	25.381	284.3	231.6	24.0	19.1	17.3	16.2	15.4
	NB	35	id.	11.286	229.3	181.4	30.1	20.7	18.4	15.9	8.9
	SB	35	id.	10.763	339.0	255.3	41.5	30.1	26.2	21.7	18.9
New Jersey (Goodbridge)	NE y SB	35	id.	22.052	239.2	211.5	26.3	18.0	17.0	15.9	13.6
	3-6	17	25-2-40	7.594	231.7	255.1	21.1	19.6	18.3	15.3	17.6
	2-1	25	1-1-40	4.794	156.4	133.7	15.4	11.7	11.3	11.1	10.5
	5-1	25	31-12-38	4.458	329.2	211.5	27.2	22.7	19.9	18.3	17.4
	5-3	33	1-1-39	2.343	183.1	165.5	20.7	17.9	13.9	13.0	14.4
	1	20	1-1-41	6.112	231.3	212.7	23.9	20.0	17.2	16.2	15.3
Pennsylvania	1	20	23-11-37	4.385	311.1	209.6	26.1	19.3	17.2	13.0	14.9
	17	153	1-1-40	2.279	160.4	141.6	12.7	13.7	13.1	12.7	12.1
	4	6	24-7-37	1.231	261.2	233.7	27.8	20.1	20.1	18.3	17.1
	ATLANTICO DEL SUR										
(Parte Norte)											
Delaware	C-NB	13	8-3-41	3.371	344.9	235.9	40.1	34.6	31.4	29.2	25.6
	C-SB	13	id.	3.370	297.5	202.1	25.4	21.1	17.7	13.9	15.3
	C-Cornh	13	id.	6.741	254.2	206.5	23.8	20.5	20.0	19.1	16.9
Maryland	E	13	1-5-41	3.400	201.3	158.4	17.7	14.4	12.8	12.1	11.3
	12	43	22-1-38	7.250	227.0	171.1	22.3	18.2	16.3	15.5	14.3
	11	1	1-1-40	5.457	215.5	171.6	27.3	20.4	18.8	17.6	16.2
	2	40	3-4-37	3.030	225.5	190.3	23.5	16.8	16.1	15.4	14.7
Virginia	1	1	26-6-37	6.668	216.3	174.5	20.4	16.9	15.6	14.9	13.9
	2-A	11	5-5-40	2.900	214.2	163.7	17.3	15.9	15.0	14.3	13.5
	4-A	58	31-1-39	2.420	151.2	142.7	13.6	12.6	11.9	11.6	11.0
West Virginia	3	60	8-12-39	7.825	170.5	131.0	12.5	11.2	10.3	10.5	10.2
	1	10	4-6-39	1.727	169.2	141.9	17.6	15.7	14.9	14.4	13.7
	11	2	1-1-40	1.258	234.7	178.3	25.5	20.2	17.6	17.1	15.7

Tabla 23 cont...)

ATLANTICO DEL SUR (Parte Sur)	4	90	1-1-41	3.646	147.3	132.1	13.3	11.9	11.3	10.9	10.3
	4	90	15-5-37	3.365	144.2	119.7	14.9	10.8	10.3	9.8	9.2
Florida	3	41	1-1-38	1.668	147.3	129.0	13.8	11.6	11.2	10.8	10.4
	1	90	27-11-37	749	144.9	125.6	24.4	13.0	12.3	11.2	10.3
Georgia	3	29	1-1-40	4.307	153.5	140.4	16.7	15.6	14.7	14.1	13.3
	1	41	1-1-39	3.238	142.9	126.7	14.2	12.7	12.2	11.5	11.1
	12	84	id.	632	170.6	135.9	20.9	15.0	13.8	12.2	11.4
	3	29	id.	4.269	174.4	135.5	25.0	16.8	14.5	13.9	12.6
North Carolina	4	19	25-2-39	2.540	163.2	144.2	16.4	15.2	13.9	13.2	12.4
	12	158	1-1-41	1.414	218.8	157.6	20.6	17.1	15.9	15.4	14.6
	5	29	20-2-37	3.936	154.5	133.4	15.9	15.0	14.5	13.9	13.0
South Carolina	7	13	1-1-40	3.268	174.7	137.2	20.4	14.7	14.0	13.4	12.9
	2	15	4-12-37	1.583	151.3	129.6	16.9	13.4	12.4	11.9	11.2
NORESTE CENTRAL											
	1	45	27-9-36	4.057	443.7	369.7	31.8	29.6	28.1	27.1	25.9
Illinois	2	66	24-1-37	3.937	233.2	185.3	25.0	18.3	16.4	15.1	13.8
	7	50	18-12-37	3.210	171.9	126.4	15.9	14.1	13.1	12.5	11.3
	2-A	20	28-8-37	3.490	226.8	186.5	25.8	18.3	17.2	16.1	13.7
	34-A	30	21-12-40	3.198	224.2	186.2	17.6	15.6	14.2	13.4	12.3
Indiana	59-A	40	15-1-38	3.125	233.2	161.1	33.2	14.9	13.9	12.8	12.4
	42-A	52	3-7-37	3.071	291.7	179.0	43.2	17.3	15.5	14.4	13.8
	72-A	31	15-1-38	2.293	213.8	165.9	20.4	15.3	13.4	13.0	12.1
	676	27	2-10-37	3.151	235.3	200.6	53.9	20.7	17.2	16.3	15.3
Michigan	678	23	1-1-41	1.538	236.0	246.8	36.4	28.3	26.0	24.3	23.0
	678	23	1-1-39	1.200	300.9	267.5	44.8	31.2	26.2	24.8	22.5
	27	25	18-2-39	3.928	213.7	156.9	23.1	15.3	13.8	13.3	12.5
Ohio	25	42	12-4-39	3.645	214.4	158.5	21.2	14.7	13.6	13.1	12.4
	28	75	25-6-39	1.055	180.6	158.2	19.9	16.8	15.4	14.3	13.4
	2 y 3	41	8-1-38	5.674	305.9	220.2	29.1	22.2	18.9	18.1	16.3
	2-W	41	id.	2.817	305.6	241.8	43.7	30.7	25.6	22.9	20.2
	3-EB	41	id.	2.857	281.6	220.3	22.1	19.7	17.8	16.4	15.3
	3-EB	41	1-1-41	3.921	439.8	217.0	30.4	23.4	20.5	18.9	16.0
	13	41	4-10-39	4.870	263.6	234.8	26.0	22.4	21.1	19.9	18.1

Tabla 23 cont.....)

Wisconsin	14	10	1-1-40	2.953	248.4	211.1	30.0	18.5	17.2	15.8	14.6
	18	13	id.	2.780	317.5	229.4	32.1	21.3	19.6	18.0	16.8
	5	41	id.	2.199	203.6	163.8	31.4	17.1	15.1	13.2	12.4
	15	45	6-1-39	2.037	289.8	211.1	24.5	20.1	18.4	16.7	15.5
	10	10	9-1-37	1.632	364.2	242.3	28.5	19.9	19.4	18.0	17.0
	16	13	1-1-40	1.044	294.1	189.1	24.3	19.6	18.0	16.3	14.4
	20	P&S	id.	.282	312.4	206.7	40.8	29.4	26.2	33.4	20.2
NOROESTE CENTRAL											
Iowa	601	65	1-1-38	3.539	223.3	157.4	26.7	16.6	14.9	14.2	13.2
	601	65	19-12-36	3.290	232.4	154.2	18.1	14.9	14.3	13.4	12.3
	99-616	69	1-1-41	1.417	243.2	184.3	25.5	16.8	15.7	14.9	13.8
Kansas	5	24	14-8-38	2.183	185.3	155.0	14.9	13.1	12.6	12.4	11.9
	3	50S	18-2-39	2.059	164.9	146.2	17.1	14.3	13.3	12.2	11.5
	6	24	1-1-40	.991	162.9	147.7	18.7	12.9	12.0	11.7	11.2
Minnesota	157	212	20-3-37	4.875	221.5	191.1	22.9	19.7	18.7	17.8	16.6
	159	10	11-9-37	3.730	323.9	226.2	33.7	26.1	22.9	19.7	17.4
	175	52	3-7-37	.872	264.8	183.0	28.9	22.2	18.2	17.4	15.0
Missouri	9	66	23-1-39	5.220	339.3	257.4	28.4	25.1	22.1	21.4	20.3
	12	69	1-1-39	3.307	200.2	165.4	28.9	16.1	14.8	14.3	13.7
	5	54	17-7-37	1.708	433.4	255.1	46.3	31.6	28.3	27.1	23.7
Nebraska	5	6	8-1-32	2.128	238.9	166.8	48.8	28.0	17.0	14.9	13.9
	A-4	77	15-6-40	2.096	326.9	139.1	27.4	14.6	11.4	9.9	9.2
	2	30	8-1-38	1.619	200.9	178.9	16.9	13.8	13.3	12.9	12.6
North Dakota	111	10	1-1-40	.585	354.2	194.7	30.1	20.3	17.8	16.9	15.8
	102	1	1-2-39	.356	211.2	148.6	44.4	19.1	17.4	16.0	14.0
	130	2	18-10-37	.352	237.2	173.6	28.4	18.8	18.8	17.3	14.2
South Dakota	104-A	77	1-1-40	1.966	197.7	160.9	21.8	16.5	14.8	14.2	13.2
	101	14	15-5-37	.982	290.8	199.1	54.4	18.2	16.8	16.3	15.7
	106	18	31-12-38	.479	186.0	140.3	27.6	14.4	13.4	12.9	11.9
SURESTE CENTRAL											
Alabama	5	11	1-1-40	5.718	159.0	147.8	18.9	16.7	16.1	15.4	14.3
	4	78	25-12-37	1.073	203.1	155.8	27.9	19.6	18.6	17.9	16.7
	2	72	1-1-39	.531	154.4	134.8	27.7	17.5	15.4	14.9	13.7
Kentucky	7	31W	1-1-41	7.937	166.1	139.7	19.6	15.9	15.1	14.6	13.6
	9	41	29-12-40	2.086	186.5	143.3	23.8	13.6	12.4	12.2	10.6

Tabla 23 cont.....)

	12	23	4-5-41	1,323	166.7	141.5	16.3	14.6	13.5	12.6	11.7
	3	51	1-1-40	1,871	114.6	124.9	17.0	13.2	12.5	12.0	11.5
Mississippi	8	45	id.	1,671	117.4	128.1	22.9	16.6	15.1	14.0	12.0
	10	11	id.	1,617	165.1	156.0	29.6	17.2	16.3	15.0	13.8
	1	31W	21-4-39	3,425	142.1	135.5	17.8	14.7	13.7	13.1	12.5
Tennessee	3	71	14-7-39	990	410.4	274.3	44.1	36.5	31.9	30.6	27.8
	4	57	9-2-41	794	170.8	141.3	19.1	15.4	14.9	14.4	13.0
SUROESTE CENTRAL											
	14	61	23-7-40	3,057	159.7	141.6	12.6	11.0	10.7	10.5	10.0
	13	70	1-1-39	2,321	143.3	133.3	13.7	11.4	11.1	10.7	10.3
Arkansas	17	22	28-1-40	1,501	143.4	128.1	15.4	12.3	12.1	11.7	10.7
	11	63	1-1-39	311	305.5	172.7	31.8	23.5	19.9	18.0	15.4
	4	90	24-4-37	4,226	143.1	125.6	15.4	11.7	11.1	10.6	10.0
Luisiana	1	74	25-12-37	3,304	158.6	124.5	16.0	13.4	12.0	11.6	11.0
	14	90	1-1-40	3,159	139.6	127.5	14.8	12.0	11.4	11.0	10.6
	6	66	1-1-39	4,231	170.9	126.9	16.0	12.3	11.9	11.2	10.5
Oklahoma	5	77	27-2-37	2,259	259.0	180.3	19.0	16.7	15.7	15.3	14.0
	1	63	15-5-37	2,111	196.0	158.1	16.6	14.8	13.0	12.5	11.8
	1	80	7-7-39	9,053	154.1	133.3	17.2	13.4	12.4	12.0	11.5
	4	77	1-1-41	5,180	131.2	145.9	19.4	14.6	13.3	12.9	12.0
Texas	4	77	1-1-38	4,049	151.9	143.5	16.6	14.2	13.3	12.8	12.0
	5	80	19-12-36	2,427	163.6	140.0	16.6	13.9	12.9	12.3	11.6
	8	31	20-3-37	875	177.9	135.0	24.3	14.3	12.9	12.3	11.3
REGION MONTAÑOSA											
	1	80	1-1-41	8,757	157.4	130.1	16.3	12.2	11.7	11.2	10.5
	1	80	7-7-33	7,174	172.1	131.2	22.9	13.0	11.9	11.5	10.9
Arizona	4	60	28-1-39	1,743	177.1	140.4	15.8	12.4	11.2	10.7	10.6
	2	80	1-1-40	1,036	177.9	133.5	14.1	11.9	11.3	10.9	10.4
	13	85	26-6-38	5,472	138.3	129.7	14.1	12.4	11.7	11.1	10.5
	3	85	27-2-37	4,334	214.6	173.7	21.9	16.0	15.0	14.3	13.4
Colorado	14	160	1-1-40	1,236	327.9	151.2	46.6	18.4	14.7	14.5	12.4
	14	160	1-1-41	1,224	319.9	160.0	46.1	17.4	15.9	13.6	12.4
	7	34	id.	731	203.8	173.2	21.6	15.3	14.6	14.2	13.4
	2	30	3-4-37	3,035	179.2	149.5	15.8	13.9	13.1	12.8	12.1
Idaho	1	10	1-1-38	2,438	460.8	222.8	36.6	28.9	23.4	21.0	19.4

Tabla 23 cont.....)

	3	30	1-1-38	2.290	165.9	189.0	17.0	12.2	11.5	11.3	10.6
	A-11	10	3-13-39	2.777	213.4	165.0	18.4	13.7	12.9	12.4	11.6
Montana	4	10	29-10-38	982	232.8	177.1	19.9	17.4	15.0	14.5	13.5
	A-7	91	30-6-39	495	230.2	196.2	36.0	22.2	18.8	18.0	16.2
	110	93	1-1-40	1.752	239.1	189.3	19.1	16.2	13.8	11.4	10.7
Nevada	101	59	6-11-37	1.469	165.2	180.6	20.5	15.7	12.8	12.3	11.0
	107	40	5-6-37	755	207.9	180.8	18.3	14.4	13.6	13.1	12.2
	2	85	1-1-41	3.375	173.7	146.2	15.2	13.7	13.2	12.8	12.4
	10	285	id.	2.185	167.0	180.9	15.1	11.4	11.2	10.6	10.3
	8	28	id.	1.804	165.2	140.2	18.6	12.5	11.9	11.6	11.3
	6	66	15-1-38	1.574	194.5	160.0	18.9	15.1	14.6	13.7	12.7
	7	70	7-8-37	1.461	179.6	154.8	20.7	11.8	11.4	11.1	10.3
	3	64	1-1-41	1.458	191.7	167.6	17.7	13.7	12.7	12.5	11.9
New México	4	54	id.	1.391	207.7	168.1	22.4	13.9	13.2	12.9	11.9
	11	70	id.	1.324	104.7	152.5	19.5	13.6	12.8	12.3	11.6
	1	85	12-8-37	1.216	238.3	184.8	23.0	17.2	16.0	14.9	13.7
	1	85	1-1-41	1.059	192.8	168.1	28.0	14.8	13.9	13.2	12.7
	5	18	id.	1.163	148.8	126.8	23.9	13.7	12.9	12.4	11.7
	9	54	id.	946	239.6	187.9	28.9	19.2	18.0	16.6	15.8
	9	54	8-1-38	751	241.5	165.6	30.5	20.4	17.0	16.4	14.8
	302	50	1-1-41	4.422	231.5	164.4	17.7	15.4	14.5	14.2	13.4
	302	50	10-7-37	3.443	230.9	172.4	20.9	16.9	15.1	14.4	13.7
	301	40	1-1-41	2.111	355.0	247.7	29.2	26.4	23.1	21.9	19.6
Utah	301	40	13-11-57	1.766	301.1	260.0	41.3	29.0	26.2	25.4	22.8
	305	89	1-1-41	833	208.8	164.3	31.0	15.8	14.2	13.6	12.5
	303	40	id.	557	234.3	210.4	27.8	18.7	18.9	17.7	16.7
	204	30	id.	1.647	233.3	198.7	31.8	17.7	16.6	15.8	14.3
	204	30	1-1-39	1.257	234.4	197.9	26.6	18.8	17.1	16.5	15.0
	203	87	1-1-40	1.551	180.3	161.3	29.8	15.4	15.0	14.5	13.0
Wyoming	205	20	1-1-41	1.375	216.7	152.7	20.1	13.3	11.8	11.0	9.5
	205	20	19-5-39	1.309	230.2	149.7	54.7	15.0	13.7	13.1	12.3
	206	30	1-1-41	1.365	220.7	173.4	19.3	16.7	15.1	13.8	12.1
	207	14-16	id.	555	236.5	253.5	30.8	24.7	22.1	20.2	16.0
PACIFICO	1	99	id.	7.692	207.0	149.3	17.1	13.7	12.8	12.2	11.0
	1	99	10-7-37	5.815	197.2	159.9	18.9	15.3	13.5	12.4	10.8

Tabla 23 cont.....)

California	9 **** **	43	1-1-41	5,228	254.0	236.0	27.6	24.7	23.1	22.4	-----	
	2	99	id.	3,532	211.4	164.8	17.8	14.3	12.9	12.1	-----	
	2	99	20-2-37	2,281	173.7	147.5	12.8	11.4	10.6	10.3	9.9	
	6 **** **	43	1-1-41	1,434	435.0	333.4	44.2	39.2	36.5	32.3	-----	
	10	60	id.	3,285	171.5	152.5	16.3	14.4	13.3	12.2	-----	
	5	101	id.	2,004	309.8	193.4	26.3	19.9	17.4	16.6	-----	
	3	**	50	id.	1,570	161.1	136.9	15.7	11.9	11.2	10.8	-----
	3	**	50	6-8-39	1,444	183.7	139.9	54.4	12.5	11.4	11.1	10.6
	7	**	153	1-1-41	955	159.0	128.5	30.3	14.8	13.1	12.7	-----
	8 **** **	201	id.	814	291.1	224.8	49.4	33.4	29.0	26.5	-----	
Oregon	4 **** **	42	id.	x 711	606.0	485.5	80.0	59.5	53.9	50.6	-----	
	5	99E	id.	4,729	255.8	172.9	21.9	17.3	15.2	14.5	13.7	
	5	99E	1-1-40	4,054	285.2	167.9	26.4	15.7	14.6	13.9	12.8	
	3	30	27-11-37	1,252	248.5	175.2	29.2	17.6	16.6	15.6	13.7	
	2	99	1-1-40	915	237.8	157.0	24.4	18.4	16.3	14.9	13.9	
	4	99	1-1-41	5,520	205.7	160.5	19.9	16.7	14.3	13.4	12.6	
	4	99	1-12-37	3,479	224.8	171.3	23.7	19.3	16.8	15.6	14.2	
	1	99	28-12-37	3,590	255.8	207.9	28.4	20.9	19.6	18.5	16.9	
Washington	3	101	11-9-37	3,385	269.5	207.3	29.3	23.0	19.0	17.8	16.5	
	10	10	10-4-37	3,233	182.0	168.5	15.3	13.6	13.1	12.6	12.6	

* Merrit Parkway.

** Rutas del Estado. Las demás son rutas numeradas U.S.

*** Vía troncal del Condado.

**** El tránsito varía mucho según las estaciones del año, y no es representativo de la mayoría de las vías en el Estado. No está incluido en los promedios regionales.

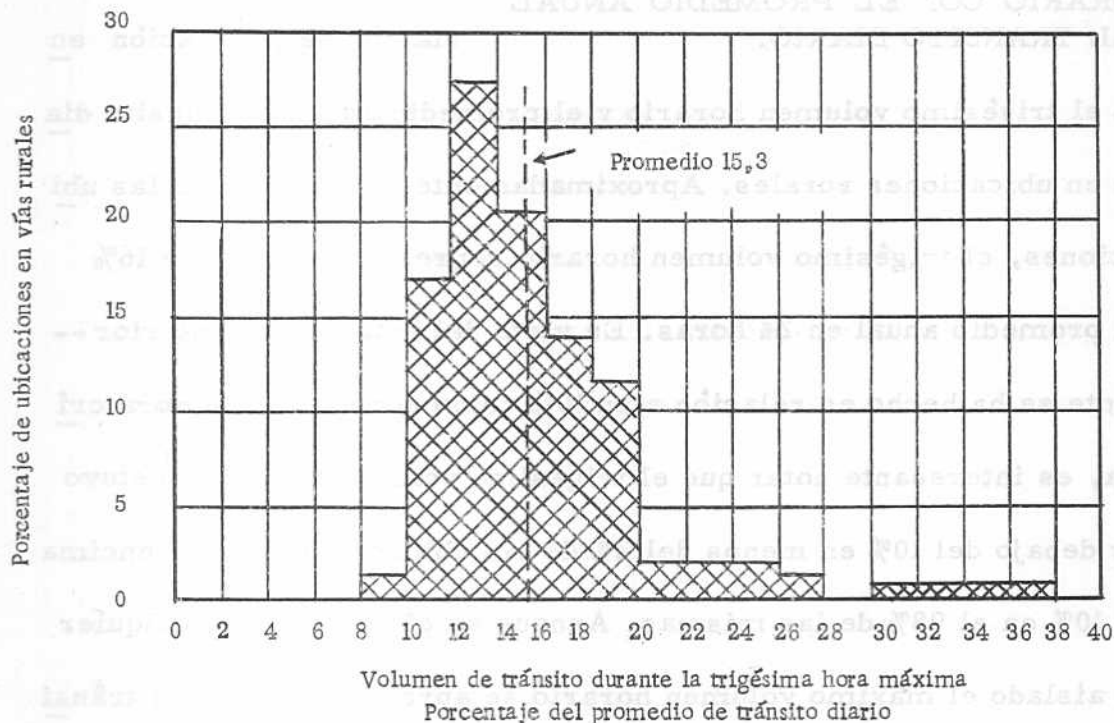


FIGURA 51.- Distribución de las ubicaciones según el porcentaje del promedio de tránsito durante la trigésima hora máxima.

habilitación necesaria de modo que los dos canales adicionales pudieran ser construidos en cualquier momento futuro a un costo razonable. En este caso, y si se trata de un terreno relativamente plano, el alineamiento utilizado podría ser tal que la vía de dos canales sirviera adecuadamente al tránsito durante un período de 10 años; mientras que si la vía estuviera ubicada en terreno irregular, podría ser más económico construir la vía de dos canales con el mismo alineamiento que una vía de cuatro canales (sin erogar fondos para habilitar distancias de visibilidad de paso,) aún en el caso de que pudiera requerirse la construcción de la vía de cuatro canales antes de los 10 años.

RELACION DEL TRIGESIMO VOLUMEN HORARIO CON EL PROMEDIO ANUAL DEL TRANSITO DIARIO.

La fig. 51 muestra la variación de la relación en

entre el trigésimo volumen horario y el promedio anual de tránsito diario en ubicaciones rurales. Aproximadamente en la mitad de las ubicaciones, el trigésimo volumen horario representó entre 12 y 16% del promedio anual en 24 horas. En vista del énfasis que anteriormente se ha hecho en relación a un 10% como porcentaje de hora crítica, es interesante notar que el trigésimo volumen horario estuvo por debajo del 10% en menos del 2% de las ubicaciones, y por encima del 10% en el 98% de las mismas. Aunque es cierto que en cualquier día aislado el máximo volumen horario se aproxima al 10% del tránsito durante ese día, el uso del 10% como valor con propósitos de diseño se justifica solamente donde exista una variación de la corriente de tránsito excepcionalmente baja de día a día o de acuerdo con la estación del año que se considere.

Sólo en relativamente pocas ubicaciones el trigésimo volumen horario representa un porcentaje excepcionalmente alto del promedio anual de volumen diario, como lo muestra la fig. 51 en los espacios a la derecha que están por encima del 20%. Podría parecer que estos porcentajes son demasiado altos para utilizarlos como criterio de diseño y que probablemente son demasiado excepcionales para que se repitieran año tras año en las mismas ubicaciones. Sin embargo, los resultados de un estudio de los patrones anuales co

T A B L A 24

COMPARACION DE LAS VARIACIONES DEL FLUJO DE TRANSITO EN LA MISMA UBICACION EN AÑOS DIFERENTES.

ESTADO	ESTACION DE CONTEO N°	RUTA N°	COMIENZO DEL AÑO	VOLUMENES EN 24 HORAS.			PORCENTAJE DEL VOLUMEN PROMEDIO EN 24 HORAS EN CIERTOS VOLUMENES HORARIOS DURANTE EL AÑO.				
				PROMEDIO POR AÑO			MAXIMO VOLU - MEN HORARIO	DECIMO VOLU - MEN HORARIO	VIGESIMO VOLU - MEN HORARIO	TRIGESIMO VO - LUMEN HORARIO	QUINCUA GESIMO VOLUMEN HORA - RIO.
					MAXIMO VOLUMEN EN 24 HRS.	DECIMO VOLUMEN EN 24 HRS.					
Rhode Island	2	1	4-6-38	1.931	466.8	238.0	68.3	43.8	37.9	34.2	31.4
			1-1-40	2.155	452.9	263.9	57.2	41.6	37.1	34.0	30.0
New Hampshire	1	3	18-9-37	1.360	647.6	279.9	60.4	48.4	38.7	34.1	28.9
			1-1-40	1.410	517.2	277.8	55.2	43.0	37.5	32.8	27.5
Michigan	678	23	1-1-39	1.200	300.9	267.5	44.8	31.2	26.2	24.8	22.5
			1-1-41	1.538	336.0	246.8	36.4	28.3	26.0	24.3	23.0
Utah	301	40	13-11-37	1.766	301.1	260.0	41.3	29.0	26.2	25.4	22.8
			1-1-41	2.111	355.0	247.7	29.2	26.4	23.1	21.9	19.6
Vermont	A-12-2	2	28-11-36	1.615	276.5	219.6	31.3	22.2	20.9	20.3	18.0
			1-1-40	1.688	236.3	196.1	38.1	19.5	17.5	16.9	16.2
Maine	2	1	5-2-38	1.287	274.1	263.4	22.4	19.8	18.8	17.9	17.1
			1-1-40	1.248	274.3	231.6	24.0	20.6	19.5	18.7	17.6
Wisconsin	3-EB	41	8-1-38	2.857	281.6	220.3	22.1	19.7	17.8	16.4	15.3
			1-1-41	3.921	439.8	217.0	30.4	23.4	20.5	18.9	16.0
New México	9	54	8-1-38	.751	241.5	165.6	30.5	20.4	17.0	16.4	14.8
			1-1-41	.946	239.6	187.9	28.9	19.2	18.0	16.6	15.8
Wyoming	204	30	1-1-39	1.257	234.4	197.9	26.6	18.8	17.1	16.5	15.0
			1-1-41	1.647	233.3	198.7	31.8	17.7	16.6	15.8	14.3
Pennsylvania	1	20	20-11-37	4.395	311.1	209.6	28.1	19.3	17.2	16.0	14.9
			1-1-41	6.112	291.3	212.7	23.9	20.0	17.2	16.2	15.3
Washington	4	99	11-12-37	3.479	224.8	171.3	23.7	19.3	16.8	15.6	14.2

Tabla 24 cont)

			1-1-41	5.520	205.7	160.5	19.9	16.7	14.3	13.4	12.6
Utah	302	50	10-7-37	3.443	230.9	172.4	20.9	16.9	15.1	14.4	13.7
			1-1-41	4.422	231.7	164.4	17.7	15.4	14.5	14.2	13.4
Oregon	5	99E	1-1-40	4.054	235.2	167.9	26.4	15.7	14.6	13.9	12.8
			1-1-41	4.729	255.8	172.9	21.9	17.3	15.2	14.5	13.7
Colorado	14	160	1-1-40	1.286	327.9	151.2	46.0	18.4	14.7	14.5	12.4
			1-1-41	1.224	319.9	160.0	46.1	17.4	15.9	13.6	12.4
Iowa	601	65	19-12-36	3.290	232.4	154.2	18.1	14.9	14.3	13.4	12.3
			1-1-38	3.539	223.3	157.4	26.7	16.6	14.9	14.2	13.2
New México	1	85	12-6-37	1.216	238.3	184.8	23.0	17.2	16.0	14.9	13.7
			1-1-41	1.059	192.8	168.1	28.0	14.8	13.9	13.2	12.7
Texas	4	77	1-1-38	4.049	151.9	143.5	16.6	14.2	13.3	12.8	12.0
			1-1-41	5.180	181.2	145.9	19.4	14.6	13.3	12.9	12.0
California	1	99	10-7-37	5.815	197.2	159.9	18.9	15.3	13.5	12.4	10.8
			1-1-41	7.692	207.0	149.3	17.1	13.7	12.8	12.2	11.0
Wyoming	205	20	19-5-39	1.309	230.2	149.7	54.7	15.0	13.7	13.1	12.3
			1-1-41	1.375	216.7	152.7	20.1	13.3	11.8	11.0	9.5
Arizona	1	80	7-7-39	1.174	172.1	131.2	22.9	13.0	11.9	11.5	10.9
			1-1-41	8.757	157.4	130.1	16.3	12.2	11.7	11.2	10.5
California	2	99	20-2-37	2.281	173.7	147.5	12.8	11.4	10.6	10.3	8.9
			1-1-41	3.532	211.4	164.8	17.8	14.3	12.9	12.1	-----
California	3	* 50	6-8-39	1.444	183.7	139.9	54.4	12.5	11.4	11.1	10.6
			1-1-41	1.570	161.1	136.9	15.7	1.9	11.2	10.8	-----
Florida	4	90	15-5-37	3.365	144.2	119.7	14.9	10.8	10.3	9.8	9.2
			1-1-41	3.646	147.3	132.1	13.3	11.9	11.3	10.9	10.3

* Rutas del Estado. Las demás son rutas numeradas US.

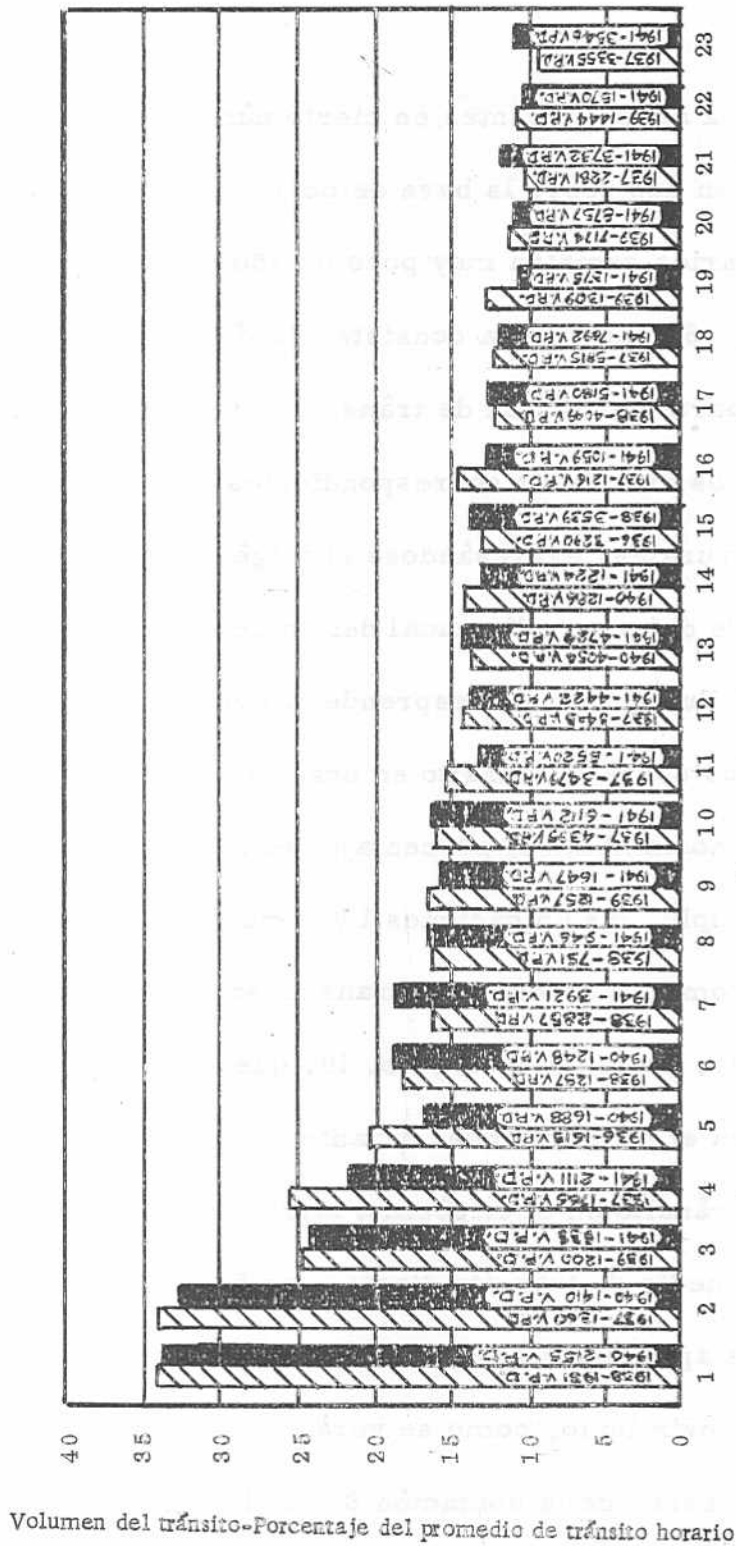


FIGURA 52.- Comparación del trigésimo volumen máximo horario de dos años diferentes pero en idénticas condiciones.-

rrespondientes a años diferentes en cierto número de ubicaciones (tabla 24) indican que sobre la base de porcentaje, los trigésimos volúmenes horarios cambian muy poco de año en año.

La fig. 52 muestra la consistencia del trigésimo volumen horario como parte del patrón de tránsito anual. Se resumieron los datos de dos años diferentes correspondientes a 24 ubicaciones situadas en vías rurales, expresándose el trigésimo volumen horario como porcentaje del promedio anual del volumen de tránsito en 24 horas. De esta ilustración se desprende la evidencia de que los factores influyentes sobre el tránsito en una ubicación determinada, materialmente no cambian el porcentaje del trigésimo volumen horario. Por ejemplo, las ubicaciones 1 y 2 mantienen sus altos porcentajes poco comunes a pesar del transcurso de dos y tres años, respectivamente. En la ubicación No. 10, que experimentó un aumento de 39% en el tránsito anual durante un período de cuatro años, el volumen de tránsito en el trigésimo lugar, expresado como porcentaje del promedio de tránsito diario, cambió de 16.0 a 16.2%. La comparación es aplicable tanto a las vías de poco tránsito como a las de mucho movimiento, como se verá al notar las alturas relativas de las dos barras de la ubicación 8 y de la 20. Los volúmenes promedio de tránsito diario han descendido en algunos casos, como en las ubicaciones 6, 12 y 16, pero esto no ha dado por resultado ningún cambio muy marcado en los porcentajes representativos de los

trigésimos volúmenes horarios. Para las 23 ubicaciones combinadas, hay una diferencia promedio de 1.1% entre los porcentajes de los trigésimos volúmenes horarios para años diferentes en la misma ubicación.

El hecho de que exista esta invariabilidad del trigésimo volumen horario en una ubicación dada hace considerablemente más valioso este volumen como criterio de diseño, ya que con un promedio anual de volumen diario determinado con miras a un año futuro obtenido por medio de pronósticos, es posible computar, inmediatamente y con suma confianza la frecuencia del tránsito en la vía durante el trigésimo volumen horario del año futuro en cuestión. Por ejemplo, si las condiciones indican que puede esperarse un aumento del 20% del promedio anual en 10 años, debería esperarse un promedio similar de 20% en el trigésimo volumen horario siempre que la vía tenga capacidad para hacer circular esta cantidad de tránsito. Si no la tiene, se presentará una congestión seria y el tránsito utilizará otras rutas o los conductores experimentarán demoras prolongadas.

Si la vía ya está parcialmente congestionada durante 30 horas en un año, un aumento de 20% en el tránsito total empeorará la congestión mucho más que este monto proporcional. Un aumento del 20% en el promedio anual de tránsito diario aumentará el número de 30 horas de congestión a 100 horas aproximadamente, lo cual es igual a 333%. Además, la congestión promedio durante las 100 horas será

mucho mayor que durante las 30 horas del año anterior. De modo que en una ubicación promedio, si el volumen promedio diario llega a 19.600 vehículos, el trigésimo volumen horario es de 3.000 v. p. h. Si el tránsito aumentare un 20% durante los próximos 10 años - 23.520 vehículos por día - el trigésimo volumen horario ese año sería más alto en proporción directa - específicamente 3.600 v.p.h. - si como se indicó anteriormente, la vía es capaz de hacer circular este volumen mayor. Un volumen de 3.000 v.p.h. representará entonces un 12.5% del tránsito promedio diario, el cual, como se puede ver en la fig. 50 es excedido durante cerca de 100 horas del año.

TRANSITO PARA LA HORA CRITICA Aunque la mayor parte del EN AREAS URBANAS.

texto que antecede describe

las condiciones para vías rurales, se están obteniendo más y más hechos similares a aquéllos presentados en la tabla 25 en lo que se refiere a vías urbanas. Pero es necesario intensificar los conteos para poder presentar una relación completa entre los volúmenes de hora crítica y de hora promedio para condiciones imperantes en la ciudad. No obstante, los datos de la tabla 25 indican que las horas críticas en una vía promedio de ciudad representan un porcentaje al go más bajo del volumen promedio anual en 24 horas que en el caso de vías rurales. Es de notarse que con respecto a esta generaliza - ción hay numerosas excepciones en la tabla, principalmente en aque - llas calles o vías que conducen a áreas suburbanas o exteriores . Mientras los datos disponibles no sean suficientes para hacer posi -

T A B L A 25

VARIACIONES DEL FLUJO DEL TRANSITO EN VIAS URBANAS MAYORES DURANTE UN AÑO.

CIUDAD Y UBICACION	TIPO DE VIA *	VOLUMENES EN 24 HORAS			PORCENTAJE DEL VOLUMEN PROMEDIO EN 24 HORAS EN CIERTOS VOLUMENES HORARIOS DURANTE EL AÑO.				
		PROMEDIO POR AÑO.	PORCENTAJE DEL PROMEDIO EN:		MAXIMO VOLU- MEN HORARIO.	DECIMO VOLU- MEN HORARIO.	VIGESIMO VOLU- MEN HORARIO.	TRIGESIMO VO- LUMEN HORA- RIO.	QUINCUGESI- MO VOLUMEN HORARIO.
			MAXIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.	DECIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.					
Birmingham, Ala.: Rosbuck Blvd.	A-E.....	6.742	155.9	143.7	17.2	15.5	14.7	13.8	9.9
Chicago, Ill.:									
Leif Erikson Dr.	D-I.....	41.590	137.9	129.0	12.6	11.2	10.7	10.4	10.1
Michigan Ave.	A-C.....	69.736	131.9	119.2	10.0	8.9	8.3	8.2	7.9
Romero St.	A-C.....	32.102	140.0	124.1	11.5	9.6	9.2	8.9	8.6
Ashland Blvd.	A-I.....	16.919	129.0	114.6	10.4	9.9	9.6	9.5	9.3
Jackson Blvd.	A-I.....	20.939	133.3	122.1	11.3	10.2	9.3	9.6	9.4
Sacramento Blvd.	A-I.....	13.246	142.5	122.5	13.5	12.3	11.9	11.8	11.5
Warren & Washington Blvds.	A-I.....	39.374	138.4	123.8	12.9	12.1	11.3	10.3	9.9
Lake Shore Dr.	B-I.....	85.698	140.7	124.6	13.5	11.5	10.9	10.7	10.3
Detroit, Mich.:									
Joy Rd.	I.....	10.784	139.3	129.9	15.2	11.8	11.3	11.1	10.6
Six Mile Rd.	22.768	124.5	117.3	11.1	9.8	9.3	9.7	9.4
14 th St. at Edison	12.894	140.6	122.6	15.3	12.4	12.0	11.8	11.7
Albuquerque, N. Mex.:									
North 4 th St.	A-E.....	3.375	173.7	146.2	15.2	13.7	13.2	12.8	12.4
Santa Fe, Ne. Mex.:									
Don Gaspar St.	A-C.....	4.679	166.1	133.7	18.6	12.6	12.1	11.8	11.3
New York, N. Y.:									
George Washington Bridge.....	D-E.....	22.000	245.6	212.4	22.5	18.8	17.8	16.9	11.6
Philadelphia, Pa.:									
Chestnut St. Bridge **.....	D-C.....	30.200	129.7	120.1	8.7	8.1	8.0	7.3	6.9
Parkway & 22 nd St.	A-C.....	51.200	113.6	112.4	11.5	11.4	11.1	11.0	10.8

Tabla 25 cont.....)

Spring Garden Bridge	A-I.....	19.500	122.5	118.2	16.6	12.7	12.4	11.7	11.0
Girard Ave. Bridge.....	A-I.....	43.800	120.2	117.1	11.1	10.6	10.2	10.0	9.8
Wissahickon & Ridge Sts.	A-E.....	40.500	119.1	114.0	11.9	10.4	10.1	9.6	9.4
City Line Bridge	D-E.....	24.360	148.4	138.7	13.1	11.7	11.4	10.7	10.2
Allegheny & Hunting Park.	A-E.....	29.500	129.9	118.8	10.6	10.1	10.0	9.7	9.4
Broad, Glenwood, Cambria	A-I.....	51.000	122.3	118.8	9.3	9.2	9.0	8.8	8.6
5th St. & Roosevelt Blvd.	A-E	23.400	151.1	145.4	16.6	14.3	13.6	13.6	13.3
Ogontz & Olney Ave.	A-E.....	19.670	124.2	120.9	12.9	10.7	10.5	10.3	10.1
Washington, D.C.:									
Fourteenth St. Bridge	A-I.....	41.300	138.5	115.7	9.6	9.2	9.0	8.8	8.2
Memorial Bridge	D-I.....	36.700	151.8	116.9	14.7	13.0	12.4	12.1	11.9
Key Bridge	A-I.....	32.600	143.0	117.6	11.3	9.7	9.7	9.4	8.8
Anacostia Bridge	A-E.....	32.278	114.0	104.4	9.0	8.3	8.1	7.9	7.3
Benning Rd. NE	A-E.....	27.725	141.6	115.6	12.8	9.1	8.7	8.5	7.5
Bladensburg Rd. NE	A-E.....	27.123	138.6	107.9	10.4	9.7	9.1	9.7	8.5
Connecticut Ave.	A-I.....	26.842	116.7	110.0	9.1	8.8	8.5	8.0	7.2
Pennsylvania Ave.	A-I.....	24.388	123.1	112.4	8.8	8.3	7.9	7.0	6.6
Georgia Ave. NW.	A-E	21.628	125.7	117.1	10.4	9.1	8.7	8.7	8.1
Wisconsin Ave.	A-E.....	20.786	129.4	111.8	10.4	10.2	9.7	9.5	9.2
Rhode Island Ave. NW.	A-I.....	19.695	117.6	103.8	9.3	8.8	8.5	8.3	7.9
13th St. NW.	B-C.....	16.857	121.7	106.9	10.6	9.6	9.4	9.1	8.1
K St. NW	A-C.....	15.618	115.2	109.1	10.7	10.4	10.0	9.9	8.9
Total		28.329	136.8	122.6	12.4	10.9	10.5	10.2	9.5

* Clave del tipo de vía:

A - Vía arterial, D - Vía expresa.
 B - Calle de ciudad, E - Vía exterior.
 C - Calle del centro, I - Vía intermedia.

** Una sola vía.

ble una explicación satisfactoria de esta diferencia entre la relación de la trigésima hora crítica en áreas centrales y rurales, un hecho que sí debe considerarse es que muchas vías del centro de la ciudad se ven seriamente congestionadas durante cientos de horas al año. En este tipo de vía es donde generalmente se instalan los contadores de tránsito. Sin embargo es imposible obtener los volúmenes de hora crítica que de otra manera podrían ser recopilados varias veces al año, porque la vía no es capaz de absorber una cantidad de tránsito que exceda de la carga que se le impone casi todos los días durante las horas de mayor demanda. Por lo tanto la carga excepcionalmente pesada de la hora crítica se distribuirá sobre rutas alternas, las cuales generalmente son menos directas y menos deseables en otros aspectos que la arterial, si no estuviera congestionada.

Si se quiere que las mejoras urbanas propuestas presten un servicio satisfactorio, el porcentaje del tránsito promedio diario utilizado para la hora crítica de diseño debe determinarse por medio del estudio de las vías capaces de absorber cierta sobrecarga durante todas las horas del año. Bajo las condiciones imperantes hoy en día, son muy raras las calles arteriales de este tipo. Hasta que se pueda disponer de datos más precisos, se recomienda utilizar en el diseño de vías urbanas un porcentaje del tránsito en circulación durante el trigésimo volumen horario que se aproxime o sea ligeramente más bajo que el porcentaje observado en áreas rurales.

T A B L A 26.

COMPARACION DE LAS VARIACIONES DEL FLUJO TOTAL DE TRANSITO CON VARIACIONES EN UNA DIRECCION DE VIAJE.

E S T A D O	ESTACION DE CONTEO N°	RUTA N°	COMIENZO DEL AÑO	VOLUMENES EN 24 HORAS.			PORCENTAJE DEL VOLUMEN PROMEDIO EN 24 HORAS EN CIERTOS VOLUMENES HORARIOS DURANTE EL AÑO.				
				PROMEDIO POR AÑO	PORCENTAJE DEL PROMEDIO EN:		MAXIMO VOLU- MEN HORARIO.	DECIMO VOLU- MEN HORARIO	VIGESIMO VOLU- MEN HORARIO	TRIGESIMO VO- LUMEN HORARIO	QUINGUAGESIMO VOLUMEN HORA- RIO.
					MAXIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.	DECIMO VOLUMEN EN 24 Hrs.					
AMBAS DIRECCIONES COMBINADAS:				Vehículos	%	%	%	%	%	%	%
Essex County, N. J.	NB&SB	25	1-1-41	62,250	143.6	131.6	11.2	9.6	9.3	9.3	8.9
Edison Bridge, N. J.	NB&SB	35	id.	25,381	284.3	231.6	24.0	19.1	17.3	16.2	15.4
Woodbridge, N. J.	NB&SB	35	id.	22,052	229.2	211.5	26.8	18.0	17.0	15.9	13.6
Connecticut	6&7	1	31-3-39	13,624	292.5	227.9	25.7	21.2	19.2	18.6	17.7
Delaware	C ...	13	8-6-41	6,741	254.2	206.5	23.8	20.5	20.0	19.1	16.9
Wisconsin	2 & 3	* 41	8-1-38	5,674	305.9	220.2	29.1	22.2	18.9	18.1	16.3
UNA SOLA DIRECCION:											
Essex County, N. J.	SB...	25	1-1-41	30,150	159.9	137.8	13.3	11.4	11.1	10.9	10.3
Edison Bridge, N. J.	SB...	35	id.	11,656	436.3	315.3	36.0	28.0	24.7	24.7	23.6
Woodbridge, N. J.	SB...	35	id.	10,766	489.0	255.3	41.5	30.1	26.2	21.7	18.9
Connecticut	6-WB	** 1	31-3-39	6,813	287.7	244.3	29.7	25.6	24.0	23.4	22.0
Delaware	C-NB	13	8-6-41	3,371	344.9	235.9	40.1	34.6	31.4	29.2	25.6
Wisconsin	2-WB	* 41	8-1-38	2,817	405.6	241.8	43.7	30.7	25.6	22.9	20.2

* Rutas numeradas Us. Las demás son rutas del Estado.

** Merrit Parkway.

EFEECTO DE LA DISTRIBUCION DIRECCIONAL DEL TRANSITO. De las discusiones en la Tercera y Cuarta parte se recordará

que las capacidades de las vías de dos y tres canales deben especificarse en términos de tránsito total. La capacidad en una sola dirección de estas vías depende del número de vehículos que se aproxima desde la dirección opuesta, y la hora del día en que el movimiento en dos direcciones llega a su máximo, constituye el período de mayor congestión. Es por esto que en la discusión anterior relativa al porcentaje del tránsito promedio diario durante el trigésimo volumen horario solamente se ha tomado en cuenta el tránsito total que se mueve en ambas direcciones. Sin embargo, en todas las vías de canales múltiples y en las vías de dos y tres canales donde se contemple un mejoramiento para assimilarlas al tipo de canales múltiples, la consideración de la carga de tránsito direccional puede ser de mayor importancia. Por ejemplo, cada canal de una vía dividida de cuatro canales puede tener una capacidad de 1.500 v.p.h., o sea un total nominal de 6.000 v.p.h. Pero las corrientes de tránsito en la hora crítica no están balanceadas por dirección excepto en raras ocasiones. Por ejemplo, una corriente crítica donde las dos terceras partes del tránsito fluye en una dirección y la otra tercera parte en dirección contraria es una condición frecuente en vías rurales. Por consiguiente, la vía en cuestión sólo haría circular un total de 4.500 vehículos cuando la capacidad de la dirección de tránsito más

denso esté completamente copada. Obviamente se necesitarían más de cuatro canales para absorber una corriente total de 6.000 v. p. h. bajo estas circunstancias. Como ayuda al considerar las variaciones de la corriente de tránsito por dirección en vías de canales múltiples, las tablas 26 y 27 muestran el porcentaje que el trigésimo volumen horario representa del volumen promedio anual en 24 horas en una y en ambas direcciones para cierto número de vías rurales y urbanas. De mayor significación que los porcentajes reales de las pocas vías rurales y urbanas incluidos en estas tablas es la relación de los porcentajes del tránsito en una dirección con los de ambas direcciones. Se verá que hay pocos casos en que el porcentaje de tránsito promedio diario que se mueve en una dirección durante el trigésimo volumen horario del año no es sustancialmente más alto que el porcentaje para ambas direcciones. Por supuesto que una de las razones a que obedece este hecho es que los volúmenes máximos en una dirección no siempre ocurren al mismo tiempo que los máximos volúmenes totales. Estos últimos tienden a ocurrir en vías de canales múltiples cuando hay un movimiento de tránsito bastante alto en ambas direcciones.

Como materia práctica, es mucho más probable que el Ingeniero sólo tuviera información sobre movimiento total de tránsito, especialmente en vías de dos y tres canales. Para ilustrar la manera de emplear la información de la tabla 27, supóngase que actualmen-

TRIGESIMO VOLUMEN DE TRANSITO HORARIO DURANTE EL AÑO COMO PORCENTAJE DEL PROMEDIO ANUAL DE VOLUMEN DE TRANSITO EN 24 HORAS EN UNA Y EN AMBAS DIRECCIONES EN VIAS Y CALLES RURALES Y URBANAS DE CANALES MULTIPLES.

UBICACION	Porcentaje del promedio anual de tránsito diario durante la trigésima hora máxima del año.	
	En ambas direcciones	En una dirección
VIAS RURALES:		
Connecticut (Merrit Parkway)	18.6	23.4
New Jersey:		
US 1 cerca de Newark	9.8	10.9
Edison Bridge, State Route 35	16.2	24.7
Woodbridge St., Route 35	15.9	21.7
Delaware	19.1	29.2
Wisconsin	18.1	22.9
Promedios rurales	16.2	22.1
VIAS URBANAS:		
Chicago (Bulevares)*	9.9	14.1
New York (George Washington Bridge)	16.9	24.9
Philadelphia **	10.6	13.1
Washington, D. C. ***	9.0	11.9
Promedios urbanos	11.6	16.0

* 8 ubicaciones.

** 9 ubicaciones.

*** 13 ubicaciones.

te el promedio anual de tránsito diario en una vía rural de dos canales es de 4.800 vehículos por día y que en ese lugar el trigésimo volumen horario del año en vías sin mucha congestión representa un 16.2% del tránsito promedio diario.

Supóngase también que se desea calcular la capacidad que la vía requerirá dentro de 10 años cuando el tránsito estimado para el año de diseño, incluyendo el aumento inmediato en la vía mejorada, sea de 150%, esto es 7.200 vehículos por día. El trigésimo volu

men horario será un 16.2% de 7.200 vehículos, o 1.166 v.p.h. Esto excede de la capacidad práctica de una vía de dos canales con el mejor alineamiento. Además, las restricciones de visibilidad y otras limitaciones impuestas por el terreno podrían rebajar la capacidad práctica de una vía de dos canales en esta ubicación hasta un valor considerablemente inferior a 900 vehículos de pasajeros por hora, que es la capacidad práctica de una buena vía de dos canales. La capacidad requerida para una dirección de una vía de cuatro canales sería de 22.1% (tabla 27) de 3.600 vehículos, o 796 v.p.h. A este mismo valor aproximado se podría llegar asumiendo que las dos terceras partes del trigésimo volumen horario de 1.166 vehículos viajarán en una dirección.

Aunque las condiciones difieren ampliamente entre las diversas vías, usualmente está justificado suponer, en vista de la ausencia de información detallada sobre balances de volúmenes de tránsito, que las dos terceras partes del tránsito se moverán en una dirección durante la hora crítica de diseño en zonas rurales y en áreas urbanas exteriores. A medida que se llega a los centros comerciales de las grandes ciudades, la distribución del tránsito por direcciones se va balanceando más parejamente, y algunas veces se acerca a la relación 50-50 en el área comercial del centro.

La Tabulación del tránsito por dirección de movimiento para las calles indicadas en el estudio de las intersecciones muestra que

en áreas del centro, un promedio de 55% del tránsito en las calles congestionadas se movía en dirección de la mayor intensidad, y que para el 70% de estas calles, entre un 50 y un 55% del tránsito se movía en esa misma dirección. La distribución direccional promedio del tránsito en calles ubicadas en zonas intermedias fué de 61.6% en dirección de la mayor intensidad durante las horas críticas, con un 38.4% en dirección opuesta. En áreas exteriores la distribución fué de 65.6% y de 34.4% respectivamente.

MOVIMIENTO DEL TRANSITO DURANTE DIVERSOS PERIODOS DEL DIA.

La información que muestra la tabla 28 será de cierta utilidad al ingeniero que considere el mejoramiento propuesto de una vía cuando los únicos datos disponibles del tránsito sean unos escasos y cortos conteos. En algunos casos, al relacionar los conteos disponibles con la información que muestran las tablas 22-27, será posible obtener un estimado bastante exacto de la capacidad práctica que debe habilitarse o del exceso de capacidad disponible en una vía existente. Sin embargo, un procedimiento semejante no se recomienda y no debería aplicarse a ningún proyecto que involucre mejoramientos extensos cuando aún sea posible obtener una información completa sobre el tránsito antes de preparar los planos definitivos de dichas mejoras.

En vías rurales principales, un promedio del 74% del tránsito ocurre entre las 7 a.m. y las 7 p.m., y por lo menos un 70% de los lugares representados cae dentro del 5% de este valor. Las ru-

tas locales en áreas rurales tienen un porcentaje ligeramente mayor del tránsito total del día durante este período que las rutas principales, mientras que en la mayoría de las vías urbanas el movimiento de tránsito entre las 7 a.m. y las 7 p.m. es menor del 70%.

En tanto que los períodos de 2 p.m. a 10 p.m. y de 8 a.m. a 4 p.m. representan cada uno aproximadamente la mitad del tránsito total del día en rutas rurales, el período de 2 p.m. a 10 p.m. definitivamente es la parte del día de mayor tránsito en áreas urbanas.

El volumen de tránsito durante las 8 horas (no necesariamente consecutivas de mayor corriente total es de especial interés en conexión con los problemas urbanos, ya que frecuentemente se utiliza como patrón al efectuar conteos con propósitos de instalar semáforos y mejoras similares. Para ilustrar sobre la necesidad de este tipo de información, el Manual de Dispositivos Uniformes de Control de Tránsito especifica que el volumen total de vehículos que pasa por una intersección, desde todas las vías de entrada, debe promediar por lo menos 750 v.p.h. para cualquier período de 8 horas de un día promedio antes de que el volumen de vehículos justifique un semáforo a tiempo fijo en un área urbana. En lo que se refiere a áreas rurales, el criterio correspondiente es de 500 v.p.h.

La tabla 28 muestra que un 57% del tránsito en vías rurales principales y alrededor de un 53% del mismo en ubicaciones urba-

T A B L A 28

PORCENTAJE DEL TRANSITO DURANTE DIVERSOS PERIODOS DEL DIA

Tipo de vía y ubicación	PORCENTAJE DEL VOLUMEN EN 24 HORAS DURANTE EL PERIODO DE:											
	6 a.m. a 2 p.m.		2 p.m. a 10 p.m.		10 p.m. a 6 a.m.		8 a.m. a 4 p.m.		7 a.m. a 7 p.m.		8 horas máximas (no consecutivas)	
CONDICIONES RURALES: *												
Vías rurales principales	41	38-44	49	46-52	10	8-13	49	44-55	74	69-79	57	53-60
Rutas rurales local	45	41-50	48	44-50	7	5-9	52	50-58	78	75-82	59	53-65
CONDICIONES URBANAS: **												
Washington, D.C. (días de semana)												
13 ubicaciones	40	38-42	47	46-50	13	10-15	41	36-47	70	65-74	52	49-60
Tránsito entrante	45	40-56	43	39-46	12	9-15	44	37-51	70	64-76	53	50-62
Tránsito saliente	34	38-37	52	48-60	14	11-17	38	32-43	69	63-73	53	48-60
Chicago-Bulevares (días de sem.):												
8 ubicaciones	38	34-46	48	45-49	16	12-21	44	38-49	68	61-72	55	60-61
Tránsito entrante	49	35-54	39	30-44	12	9-16	55	49-60	74	67-79	58	52-63
Tránsito saliente	25	15-35	56	48-62	19	13-26	33	21-45	64	55-72	58	50-65
Detroit, Michigan:												
3 ubicaciones	39	38-41	48	47-50	12	11-14	40	38-42	70	67-72	54	53-55
Delaware River Bridge:												
Máximo día de semana	35	--	44	--	21	---	40	---	62	---	49	---
Hacia Philadelphia	38	--	37	--	25	---	41	---	59	---	49	---
Hacia Camden	31	--	51	--	18	---	39	---	65	---	55	---
Máximo día domingo	26	--	46	--	28	---	32	---	50	---	52	---
Hacia Philadelphia	9	--	55	--	36	---	14	---	32	---	72	---
Hacia Camden	37	--	35	--	18	---	54	---	71	---	54	---
New York Citi, puentes & túneles												
Días de semana	--	--	--	--	--	---	--	---	71	---	--	---
Sábados	--	--	--	--	--	---	--	---	67	---	--	---
Domingos	--	--	--	--	--	---	--	---	64	---	--	---

* La variación incluye los promedios del 70% de las ubicaciones por lo menos.

** La variación incluye los promedios de todas las ubicaciones.

nas ocurre durante las 8 horas de mayor movimiento del día promedio. Por lo tanto, un semáforo a tiempo fijo no estaría justificado por el sólo volumen de tránsito, a menos que el volumen promedio anual desde todas las vías de entrada a la intersección excediera de 11.300 vehículos por día en una ubicación urbana, y de 7.000 vehículos por día en una ubicación rural.

Con base en los patrones del tránsito promedio anual para vías rurales y calles urbanas, como lo muestran las tablas 22 y 24, estos volúmenes anuales corresponden a los máximos volúmenes horarios que muestra la tabla 29.

Basados en los resultados de los estudios de la intersección incluidos en la quinta parte de este Manual, asumiendo la condición usual de que las dos terceras partes del tránsito en cada vía se mueve en una dirección durante las horas máximas, el tránsito total que pasa por una intersección con una vía de entrada en cada calzada cargada hasta su capacidad posible, será como lo muestra la tabla 30. Con un ajuste apropiado del semáforo, el volumen total de la intersección dependerá de la distribución del tránsito entre las dos vías.

Por lo tanto, es evidente que el volumen de tránsito en la intersección de dos vías rurales de dos canales o en la intersección de dos calles urbanas de 12.20 mts. de ancho con estacionamiento, tiene que aproximarse, y en algunos casos exceder, a las capacidades posibles de la intersección promedio del mismo tipo con semáforos

T A B L A 29

PROMEDIO ANUAL DE VOLUMEN EN 24 HORAS Y MAXIMOS VOLUMENES HORARIOS CORRESPONDIENTES QUE JUSTIFICAN UN SEMAFORO, BASADOS EN EL PATRON DE TRANSITO EN ESCALA NACIONAL Y EN EL MANUAL DE DISPOSITIVOS UNIFORMES DE CONTROL DE TRANSITO.

	VOLUMEN DE TRANSITO TOTAL DESDE TODAS LAS VIAS DE ENTRADA EN:	
	INTERSECCIONES URBANAS	INTERSECCIONES RURALES.
Volumen promedio anual en 24 horas	11.300	7.000
Máximos volúmenes horarios:		
Máxima hora	2.402	1.744
Décima hora	1.232	1.246
Trigésima hora	1.152	1.072
Quincuagésima hora	1.074	968

T A B L A 30

VOLUMEN HORARIO TOTAL QUE PASA POR INTERSECCIONES DE DIVERSOS TIPOS CUANDO UNA VIA DE ENTRADA EN CADA UNA DE LAS VIAS INTERSECTANTES ESTA OPERANDO A SU CAPACIDAD POSIBLE.

TIPOS DE INTERSECCION	VOLUMEN HORARIO TOTAL EN LA INTERSECCION CON UNA VIA DE ENTRADA EN CADA VIA INTERSECTANTE OPERANDO A SU CAPACIDAD POSIBLE, BASADO EN:	
	CAPACIDAD POSIBLE DE LA INTERSECCION PROMEDIO DEL MISMO TIPO	MAXIMAS CAPACIDADES OBSERVADAS.
Dos vías rurales de 2 canales.	1.500	1.800
Dos calles de ciudad de 12.20 mts. con estacionamiento.	1.125	1.800
Dos calles de ciudad de 12.20 mts. sin estacionamiento.	2.140	3.750

antes de que el volumen de tránsito justificara por si solo la instalación de los mismos. También es evidente que la instalación de semaforos a tiempo fijo en vías rurales de dos canales no puede ser justificada por volumen de tránsito hasta que dicho volumen exceda varias veces de sus capacidades prácticas, especialmente cuando una de las vías interseccionadas absorba cerca del 75% del tránsito to-

tal en la intersección. Estas son consideraciones importantes en vista del papel que desempeñan los semáforos cuando se trate de aumentar la capacidad de las intersecciones a nivel al contribuir a eliminar la confusión y los accidentes graves.

TIPO DE INTERSECCIÓN	VELOCIDAD PROMEDIO DEL MEMO TIPO	CAPACIDAD PROMEDIO DE LA INTERSECCIÓN POR CARRILAS	VELOCIDAD PROMEDIO EN LAS VÍAS DE ENFOQUE
Intersección con semáforo	1.000	1.200	1.200
Intersección con stop	1.200	1.200	1.200
Intersección con prioridad	1.200	1.200	1.200
Intersección con prioridad	1.200	1.200	1.200

T A B L A 30

VELOCIDAD PROMEDIO EN LAS VÍAS DE ENFOQUE DE DIFERENTES TIPOS CUANDO UNA VÍA DE ENFOQUE EN CADA UNA DE LAS VÍAS INTERSECTANTES ESTÁ OPERANDO A SU CAPACIDAD MÁXIMA

TIPO DE INTERSECCIÓN	CAPACIDAD PROMEDIO DE LA INTERSECCIÓN POR CARRILAS	CAPACIDAD MÁXIMA POR CARRILAS
De vía de enfoque de 1 carril	1.200	1.200
De vía de enfoque de 2 carriles	1.200	1.200
De vía de enfoque de 3 carriles	1.200	1.200

... de la instalación de los semáforos. También es evidente que la instalación de semáforos a tiempo fijo es más rápida de las curvas de los canales no puede ser justificada por volúmenes de tránsito hasta que dicho volumen exceda... de las vías interseccionales aparece cerca del 15% del tránsito...