PROGRAMA DEL CURSO DE CAPACIDAD VIAL.

| Fecha | Duración | Tema | Profesor |
|---|---|---|---|
| Lunes 21 | 9 a 13 h | INTRODUCCION. DEFINICIONES Y OBJETO DE LA CAPACIDAD. Capacidad, condiciones prevalecientes. Nivel de servicio. Volumen de Servicio; Caminos según su función y según la configuración del terreno. Conceptos relacionados con el tránsito. | Ing. Sergio Salazar Aguilar. |
| " " | 14 a 18 h | CARACTERISTICAS DEL TRANSITO. Volumen. Velocidad. Espaciamiento e Intervalos entre vehículos. Relaciones entre velocidad, volumen y densidad. | Ing. Román Vázquez Berber. |
| Martes 22 | 9 a 13 y de 14 a 18 h | CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO. Capacidad bajo condiciones de circulación continua. Circulación discontínua. Niveles de servicio. Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio. Factores que afectan la capacidad y el volumen de servicio. Factores relativos al camino. Factores relativos al tránsito. | Ing. Román Vázquez Berber. |
| Miérc. 23 | 9 a 13 y de 14 a 18 h | ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS; CAMINOS DE CARRILES MULTIPLES, CAMINOS DE DOS CARRILES. Elementos críticos que requieren consideración. Procedimientos para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio. Solución de ejemplos. | Ing. Jaime Ruiz Carranza. |
| Jueves 24 | 9 a 13 y de 14 a 18 h | ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO Y VIAS DE ENLACE. Consideraciones generales. Características de operación. Niveles de servicio. Procedimientos para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio. Solución de ejemplos. | Ing. Jaime Ruiz Carranza. |
| Viernes 25 | 9 a 13 h | ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS. Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio. Capacidad volúmenes de servicio y niveles de servicio. Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio. Solución de ejemplos. | Ing. Luis Domínguez Pommerencke. |
| Viernes 25 | 14 a 18 h | ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS. Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio. Procedimientos para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio. Solución de ejemplos. | Ing. Luis Domínguez Pommerencke |

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

CAPACIDAD VIAL

ING. LUIS DOMINGUEZ POMMERENCKE
Subdirector Técnico de Ingeniería de Tránsito y Transporte
D. D. F.
Pte. de Alvarado 84-4°
México 4, D.F.
Tel.: 535.81.39

ING. JAIME RUIZ CARRANZA
JEFE DEL DEPTO. TECNICO DE LA COMISION DE INGENIERIA DE TRANSITO
S. O. P.
DR. BARRAGAN 779-4°
MEXICO 12, D.F.
TEL.: 590.25.01

ING. SERGIO SALAZAR AGUILAR
VOCAL EJECUTIVO
COMISION DE INGENIERIA DE TRANSITO
S. O. P.
DR. BARRAGAN 779-4°
MEXICO, D.F.
TEL.: 590.26.02

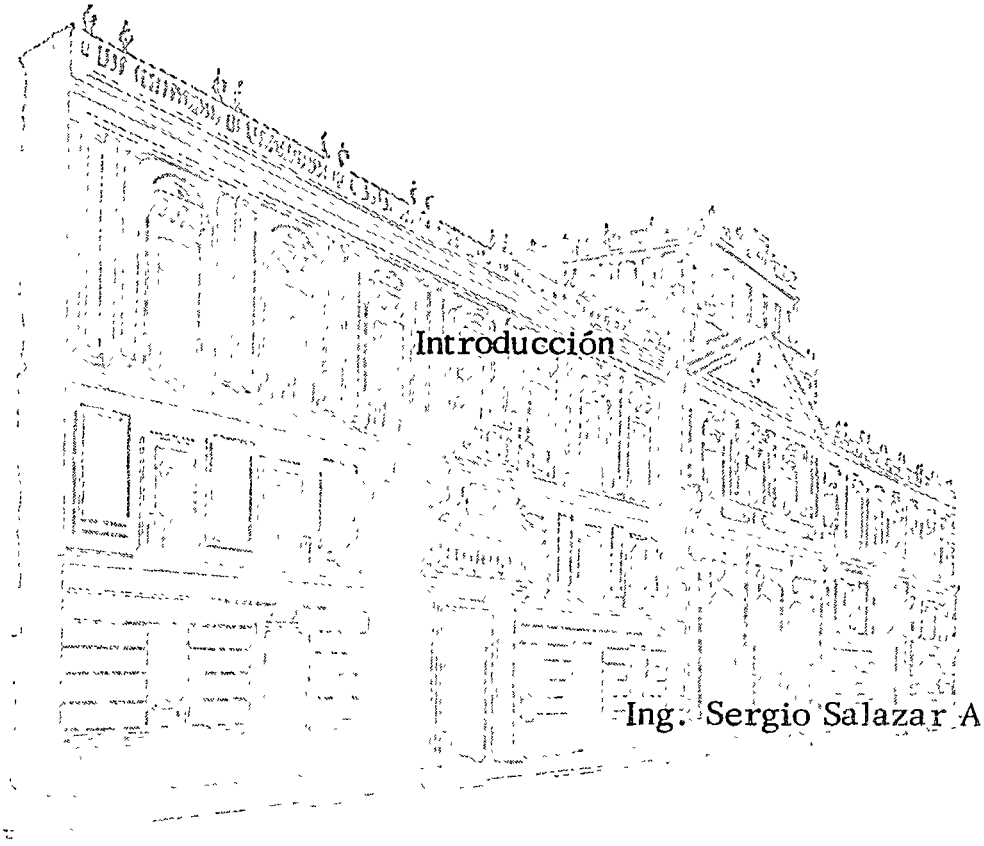
ING. ROMAN VAZQUEZ BERBER
Profesor
ESIA-IPN
JEFE DE LA OFICINA DE PROYECTOS
DIR. GRAL. DE ING. DE TRANSITO Y TRANSPORTES
D. D. F.
TEL.: 535.81.86

ING. RAFAEL CAL Y MAYOR REYES SPINDOLA
DIRECTOR GENERAL
INGENIERIA DE TRANSITO Y TRANSPORTES
D. D. F.
PTE. DE ALVARADO 84-4°
MEXICO, D.F.
TEL.: 535.81.28

'edcs.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

# CAPACIDAD VIAL



## Introducción

Ing. Sergio Salazar Aguilar

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

# CAPACIDAD VIAL

## I.1.- Introducción.

La capacidad vial es el elemento más importante para calificar la forma en que está operando una calle o una carretera. Su conocimiento también permite definir las características que deberá tener una nueva vía, por lo cual es obvio enfatizar en la importancia que tiene para el que se dedique a la planeación, proyecto y operación de las vías terrestres.

El procedimiento para determinar la capacidad ha sido resultado de varios años de investigación y sacrificio de especialistas en la materia, que han considerado el tránsito como un sistema dinámico que comprende a la vía, al vehículo y al conductor, utilizando como un laboratorio al flujo real, relacionando con bases empíricas a la velocidad y al espaciamiento entre vehículos. Los métodos teóricos o experimentales se aplicaron después, logrando abordar las complejidades de la corriente de tránsito con expresiones matemáticas que brindaron mejores respuestas a muchas interrogantes. Sin embargo, a la fecha, algunos enfoques teóricos todavía omiten la consideración de muchos de los elementos que ocurren en la realidad, por lo que no queda otro recurso que el de confiarse a los datos empíricos y a los análisis estadísticos, unidos al buen juicio.

La capacidad ha sido objeto de estudio constante durante un largo período, pero esta investigación no se ha agotado en modo alguno, por el contrario se ha visto la necesidad de extender la cantidad de datos y el campo del análisis más allá de los conocimientos actuales. Es mucho lo que se ha hecho, pero hace falta mas estudio para definir con exactitud y medir con precisión los factores que intervienen en la determinación de la capacidad vial. No solo se requiere de un conocimiento general de las características de la corriente del tránsito, sino también de las condiciones prevalecientes, establecidas por las características físicas de la vía o por las que dependen de la naturaleza del tránsito que circula por ella.

Del mismo modo, es imposible encarar el análisis de la aptitud general de una vía para la circulación del tránsito sin referirse a otras consideraciones importantes tales como la calidad del servicio que presta y la duración del lapso considerado, porque la capacidad es sólo uno de los diversos niveles de servicio en que puede operar una vía.

## 1.2.- Objeto.

Al estudiar esta materia, se aprenderá a determinar la capacidad, el volumen de servicio o el nivel de servicio que proporcionará una nueva vía o una existente bajo condiciones específicas; alternativamente, dada una demanda de tránsito se puede definir el proyecto necesario para su adecuación al nivel de servicio requerido.

## I.3.- Definiciones.

### I.3.1. Capacidad

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

La capacidad, normalmente no puede ser excedida sin cambiar una o más de las condiciones prevalecientes. Al expresar la capacidad, es esencial plantear cuáles son las condiciones prevalecientes del camino y del tránsito.

### I.3.2. Condiciones prevalecientes

La capacidad de un camino depende de un cierto número de condiciones: La composición del tránsito, los alineamientos horizontal y vertical, y el número y ancho de los carriles, son unas cuantas de estas condiciones que, en conjunto, pueden designarse como condiciones prevalecientes.

Las condiciones prevalecientes pueden dividirse en dos grupos generales: 1) condiciones establecidas por las características físicas del camino y 2) condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en el camino.

Las condiciones prevalecientes del camino no pueden ser cambiadas, a menos que se lleve a cabo una reconstrucción del camino. Las condiciones prevalecientes del tránsito pueden cambiar o ser cambiadas de hora en hora, o durante varios períodos del día.

Además de las condiciones del camino y del tránsito están las condiciones ambientales, como son el frío, el calor, la lluvia, la nieve, los vientos, la niebla, la visibilidad, etc., condiciones que afectan la capacidad de un camino; sin embargo, debido a que los datos disponibles son limitados, la cuantificación de su efecto en la capacidad no será discutida en este capítulo.

### I.3.3. Nivel de servicio.

Nivel de servicio es un término que denota un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un carril o camino dado, cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se pueden citar: la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de maniobra, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Un determinado carril o camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio. Los diferentes niveles de servicio de un camino

no específico son función del volumen y composición del tránsito, así como de las velocidades que pueden alcanzarse en ese camino.

Un carril o camino proyectado para un determinado nivel de servicio, en realidad operará a muchos niveles, conforme varía el volumen durante una hora o durante diferentes horas del día, durante días de la semana, o durante períodos del año, y aun durante diferentes años, con el crecimiento del tránsito.

I.3.4. Volumen de servicio.

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

I.3.5. Caminos según su función.

A) Control total de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que sólo existen conexiones con otros caminos en puntos seleccionados de la autopista, prohibiéndose además, las intersecciones a nivel y los accesos directos a propiedades privadas.

B) Control parcial de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que además de las conexiones con otros caminos en puntos específicos, pueden existir algunas intersecciones a nivel y accesos directos a propiedades privadas.

C) Camino dividido. Camino con circulación en dos sentidos, en el cual el tránsito que circula en un sentido es separado del tránsito que circula en sentido opuesto, por medio de una faja separadora central. Tales caminos pueden estar constituidos por dos o más carriles en cada sentido.

D) Camino no dividido. Camino sin faja separadora central, que separe los movimientos en sentido opuesto.

E) Arteria urbana. Camino principal en zona urbana, para el tránsito de paso, generalmente sobre una ruta contínua.

F) Camino de dos carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril destinado a cada sentido de circulación.

G) Camino de tres carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril central destinado para maniobras de rebase

base, en el cual se puede circular en los dos sentidos y los otros dos carriles están destinados cada uno, para el uso exclusivo del tránsito que circula en sentidos opuestos.

H) Camino de carriles múltiples. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene cuatro o más carriles para el tránsito.

I) Vía rápida. Camino dividido destinado al tránsito de paso, con control total o parcial de accesos y generalmente con pasos a desnivel en intersecciones importantes.

J) Autopista. Vía rápida con control total de accesos.

I.3.6 Caminos según la configuración del terreno.

El término, tal como se usa en este capítulo, se refiere en general a caminos que se construyen en tres tipos de terrenos, a saber: plano, lomerío y montañoso. Estos tres tipos representan combinaciones de características geométricas en grado variable, que se refieren principalmente a las pendientes y a la sección transversal. Reflejan el efecto sobre la capacidad de las características de operación de los vehículos pesados, en relación con las características de operación de los vehículos ligeros, bajo las diferentes condiciones geométricas.

A) Camino en terreno plano. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que permita a los vehículos pesados mantener una velocidad semejante a la de los vehículos ligeros.

B) Camino en terreno de lomerío. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obligan a los vehículos pesados a reducir su velocidad debajo de la de los vehículos ligeros, en algunos tramos de la carretera.

C) Camino en terreno montañoso. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar con velocidades muy bajas, en distancias considerables y a intervalos frecuentes.

I.3.7 Conceptos relacionados con el tránsito.

A) Factor de carga. Es la relación del número total de intervalos con luz verde del semáforo que se utilizan completamente por el tránsito durante la hora de circulación máxima, al número total de intervalos verdes por el acceso durante el mismo período de tiempo. El valor máximo que puede alcanzar es uno.

B) Factor de la hora de máxima demanda. Es la relación entre el volumen registrado en la hora de máxima demanda y el valor máximo de la circula

ción durante un período de tiempo dado dentro de dicha hora, multiplicado por el número de veces que ese período cabe en una hora. Es una medida de las características del tránsito durante los períodos máximos; el valor más alto de esta relación es uno. El término así descrito debe limitarse para un período corto dentro de la hora, considerándose generalmente de cinco o seis minutos en las autopistas y de 15 minutos en las intersecciones.

C) Circulación contínua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de un camino, no se ve obligado a detenerse por cualquier causa externa a la corriente de tránsito, si bien, dicho vehículo puede verse obligado a detenerse por causas propias de la corriente del tránsito por la que circula.

D) Circulación discontínua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de camino, se ve obligado a detenerse por causas que no sean propias de la corriente del tránsito, tales como señales o semáforos en una intersección. Las paradas de vehículos causadas por obstáculos o interferencias dentro de la corriente de tránsito no se consideran como circulación discontínua.

Ciudad de México, Junio de 1976.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

# CAPACIDAD VIAL

# CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

Cedric Iván Escalante Sauri

Ingeniero Civil, M. en C.

Junio de 1976.

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

## CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

### VOLUMEN

Definiciones

Determinación del volumen de tránsito

Máximos volúmenes observados

Distribución por sentidos

Distribución por carriles

Composición del tránsito

Fluctuaciones del tránsito en el tiempo

Relación entre los volúmenes horarios de proyecto, y el tránsito diario promedio anual

### VELOCIDAD

Definiciones

Determinación de la velocidad

Tendencias de la velocidad

Variaciones diarias

Velocidad media por carriles

Fluctuaciones

CARACTERISTICAS DEL ESPACIAMIENTO Y DE LOS INTERVALOS ENTRE VEHICULOS

Relaciones matemáticas

El espaciamiento como una medida de la capacidad

Distribución de los intervalos y flujo al azar

RELACION ENTRE LA VELOCIDAD EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

Análisis cualitativo

Relación velocidad-volumen

Relación velocidad-densidad

CIES/edm.

# CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

## INTRODUCCION

La capacidad de una carretera es una medida de su habilidad para acomodar el tránsito. Obviamente, esta habilidad depende en gran parte de las características físicas del propio camino. Sin embargo, existen otros factores que no estan directamente relacionados con esas características que tienen una importancia mayor cuando se trata de determinar la capacidad de cualquier camino.

La mayoría de estos factores se refieren a las variaciones en la demanda del tránsito y la interacción de los vehículos en la corriente del mismo. De ahí que la capacidad sea una función de las características físicas de la carretera y las características operacionales del tránsito.

Debido a esto es que, en el complejo fenómeno del tránsito destacan dos características, no independientes, que lo definen técnicamente y que se pueden interpretar en forma matemática. Estas características son:

El Volumen de Tránsito

La Velocidad

Otras características, también interesantes para definir el tránsito, son el espaciamiento entre vehículos, medido en unidades de longitud, el intervalo, en unidades de tiempo y la densidad, en vehículos por unidad de longitud.

VOLUMEN.

Definiciones.

Volumen de tránsito. Es el número de vehículos que pasan por un tramo de la carretera en un intervalo dado; los intervalos mas usuales son la hora y el día.

Densidad de tránsito. Es el número de vehículos que se encuentran en una cierta longitud de camino en un instante dado.

Tránsito diario promedio. Es el promedio de los volúmenes diarios registrados en un determinado periodo. Los más usuales son el tránsito diario promedio semanal TDPS y el tránsito diario promedio anual TDPA.

Tránsito máximo horario. Es el máximo número de vehículos que pasan en un tramo del camino durante una hora, para un lapso establecido de observación, normalmente un año.

Volumen horario de proyecto. Es el volumen horario de tránsito que servirá para determinar las características geométricas del camino. Se representa como VHP.

##..

Tránsito generado. Es consecuencia de la posiblidad de generar tránsito, resultante de un desarrollo en el uso del suelo que no podía darse sin la existencia de la infraestructura de transporte que la nueva vía ha creado.

Tránsito atraido. Este tránsito es el que irá por una nueva vía como consecuencia de la atracción que esta ejerce en el sistema.

Tránsito inducido. Este tránsito no existía, es decir no se producía antes de construírse o acondicionarse una nueva vía y es el resultado directo.

Determinación del volumen de tránsito.

La determinación del volumen es básica para la evaluación del movimiento del tránsito, debido a que proporciona una escala de comparación mostrando la importancia relativa a las distintas obras en la planificación, diseño de carreteras y en la estimación de la recuperación de inversión para una determinada obra; por ejemplo, los ingenieros de tránsito utilizan los volúmenes para establecer prioridades en la construcción de nuevas vías, así como en la conservación y reconstrucción de las ya existentes.

El volumen de tránsito es utilizado en investigación y aún cuando en nuestro medio no ha habido un desarrollo adecuado de esta fase, se debe-

## ..

tomar en cuenta y dársele la importancia necesaria, con objeto de poder -- establecer relaciones significativas entre distíntos parámetros tales como: densidad, velocidad, etc. También es utilizado en las fases de control - de tránsito y labor preventiva por las autoridades correspondientes.

Con objeto de conocer en forma cuantitativa el volumen que circula por una vía ya sea ésta rural o urbana, se puede hacer uso de los muchos y varia_ dos métodos que existen para recopilar este tipo de información.

El método utilizado dependerá en última instancia de la exactitud con que - se requieran los datos, el tipo de datos por recopilar y las restricciones -- tanto económicas como de recursos humanos de que se dispongan para el -- estudio.

Entre los métodos más comunes tenemos los siguientes:

Aforos manuales. Este método es el más caro, porque su uso permanente - requeriría gran inversión económica en elementos humanos. Sin embargo, - es usado por períodos cortos cuando es necesario obtener datos, los cuales no es posible conseguir con procedimientos mecánicos. El tipo de informa_ ción que puede ser obtenida de este método incluye los diferentes movimien tos direccionales en entronques , clasificación por tipo de vehículos, -

##..

volúmenes peatonales, índices de ocupación vehicular, etc. Asimismo, este método es usado cuando las condiciones físicas o climatológicas interfieren con el uso de los contadores automáticos del tránsito.

Aforos automáticos. En las estaciones de aforo automático, el registro de los volúmenes de tránsito, según el tipo de detector empleado, puede ser: neumático ó electrónico. El equipo neumático se instala de preferencia en carreteras de baja velocidad y de poco tránsito; esto es debido a las limitaciones que se presentan en el registro de vehículos y en la duración de la manguera de hule de que van provistos los aparatos. El equipo electrónico se instala de preferencia en carreteras de alta velocidad y gran volumen de tránsito.

Tipos de estaciones de aforo. De acuerdo a la duración e importancia del estudio, las estaciones de aforo pueden ser de tres tipos: a) estaciones de muestra; b) estaciones de control; c) estaciones de clasificación.

a) Estaciones de muestra. En estas estaciones, los aforos sirven para determinar unicamente el número de vehículos en el lugar y fecha en que se instalaron. Su ubicación es determinada normalmente por los puntos de cambio significativo en el volumen de tránsito, es decir,-

## ..

en entronques, límites de población, etc.

Los conteos de muestra se efectúan para períodos cortos de tiempo - normalmente un día o menos, generalmente con contadores automáticos.

b) Estaciones de control. Son aquellas cuya duración es de una semana por cada sentido, operan con contadores automáticos y su función -- principal es establecer las variaciones en el tiempo de los volúmenes de tránsito. Los conteos de control se llevan a efecto generalmente - bajo un programa trimestral, pero pueden efectuarse en un ciclo bimestral, mensual, o en forma permanente. La localización de este tipo - de estaciones a lo largo de una carretera, es determinada por los -- puntos en los cuales el volumen de tránsito es alto, bajo o varía -- rapidamente en o cerca de cada final de la carretera y al comienzo de las mismas.

c) Estaciones de clasificación. Como su nombre los indica son aquellas en las que se determina la composición del tránsito.

En el caso de haberse utilizado el sistema de cintas perforadas por -- lo que se refiere a los contadores automáticos, se mandan primero a - una interpretadora, la cual produce tarjetas perforadas que posterior _

## ..

mente son utilizadas por una computadora electrónica, misma que proporciona el listado adecuado con todos los datos. Con ésta información se pueden elaborar las gráficas de variación tanto en el espacio como en el tiempo, así como los mapas con los volúmenes de tránsito promedio diario anual.

Periodos y Lugares de Aforo. El tiempo y duración en que se debe llevar a efecto un aforo de tránsito en un lugar específico depende también del tipo de datos que se requieran y la aplicación que se les dará a los mismos.

a) Aforos de 24 horas, cubriendo normalmente cualquier período de 24 horas entre el mediodía del lunes y el mediodía del viernes (el tránsito los lunes en las mañanas y los viernes en la tarde usualmente varía de los patrones normales de comportamiento). Si se desea efectuar un conteo en un día específico (por ejemplo, domingos o miércoles); el aforo debe ser de medianoche a medianoche.

b) Aforos durante períodos de máxima demanda, los cuales varían dependiendo del tamaño del área metropolitana, proximidad a centros generadores tales como el centro de la ciudad ó áreas industriales, y el tipo de obra (vía principal, radial, caseta de cobro, etc.) Los-

## ..

períodos comunmente usados son de 7:00 a 9:00 a.m. y de 5:00 a -- 7:00 p.m.-

c) Aforos de 16 horas usualmente de 6:00 a.m. a 10:00 p.m. Este -- período contempla la mayor parte del flujo diario.

A los datos obtenidos, se les deberán aplicar factores de ajuste --- para compensar variaciones estacionales, proporcionar estimaciones rea_ listas de las condiciones del volumen promedio, o expander el aforo de - una estimación de volumen para un período más largo. Estos factores de- correlación se pueden obtener mediante la utilización de los datos regis _ trados en las estaciones de conteo permanente o de control mencionadas - anteriormente.

Como recomendación para obtener datos confiables, se deberá evitar -- efectuar aforos durante la ocurrencia de condiciones especiales, a menos que el propósito del conteo sea el obtener información relacionada con - estas condiciones.

Ejemplos de estas condiciones incluyen:

a) Eventos especiales (fiestas, deportes, etc.)

b) Condiciones anormales del tiempo que generalmente no ocurren.

c) Cierre temporal de carreteras o calles que afectan el patrón de comportamiento del volumen de tránsito.

Características del Tránsito.

a) Máximos volúmenes observados. Los volúmenes horarios máximos observados en un grupo seleccionado de caminos de los Estados Unidos de América durante el año de 1961, fueron los siguientes:

| | |
|---|---|
| Carreteras rurales de dos carriles (ambos sentidos) | 1 870 vph |
| Arterias urbanas de dos carriles (ambos sentidos) | 2 060 vph |
| Carreteras rurales de dos carriles (un sentido) | 1 755 vph/carril |
| Vías rápidas urbanas de cuatro carriles (un sentido) | 2 235 vph/carril |
| Autopistas rurales de cuatro carriles (un sentido) | 1 685 vph/carril |
| Autopistas urbanas de cuatro carriles (un sentido) | 2 030 vph/carril |

Los valores anteriores son volúmenes máximos registrados en caminos de características particulares, y por lo tanto, es posible que puedan ocurrir volúmenes mayores en otros caminos.

b) Distribución por sentidos. Se ha observado que el tránsito diario promedio anual es aproximadamente el mismo en cada sentido en un -

## ..

camino de dos carriles. Sín embargo, los volúmenes horarios pueden variar ampliamente. Un flujo por sentidos no balanceado tiene un efecto crítico en el cálculo de la capacidad de carreteras de carriles múltiples; de aquí que sea de primordial importancia conocer la distribución por sentidos, especialmente durante los períodos de máxima demanda.

Ejemplos típicos de flujos no balanceados en carreteras de dos carriles, lo constituyen días de fiesta o fines de semana, en los cuales el tránsito a determinada hora del día es mucho más intenso en un sentido que en otro. Soluciones a este tipo de problemas, cuando situaciones económicas o de volumen total no ameritan el construír el mismo número de carriles para cada sentido, lo constituyen el uso de carriles reversibles.

c) Distribución por carriles. Cuando dos o más carriles están disponibles para la circulación del tránsito en una dirección, el número de vehículos en cada carril puede variar ampliamente, es decir, cada carril muestra una densidad diferente. La distribución del tránsito por carriles para una sola dirección del flujo, depende de diversos factores, dentro de los cuales se encuentran la frecuencia

de vueltas derechas e izquierdas, el volumen de tránsito y el porcien to de vehículos pesados. El origen y destino de los conductores es una de las principales causas de distribución por carriles cerca de entradas y salidas de la carretera; en cambio, fuera de la influencia de dichas entradas y salidas, el principal factor de distribución del tránsito lo constituyen tanto la velocidad como el volumen de tránsito. En la figura No. 1 se ilustra el efecto que el volumen de tránsito tiene sobre la utilización de los carriles en una carretera de seis carriles, con tres en cada dirección.

El carril número uno es el exterior, o sea el que queda junto al acotamiento; el dos es el de en medio y el tres es el adyacente a la faja separadora central.

d) Composición del tránsito. Para determinar las características geométricas de un proyecto carretero, es necesario analizar, de acuerdo con el nivel de servicio que se pretenda que debe proporcionar el camino, durante el período de previsión, la composición del tránsito.

La composición del tránsito puede estimarse con base en los datos registrados en los muestreos, estudios de origen y destino y en los

## ..

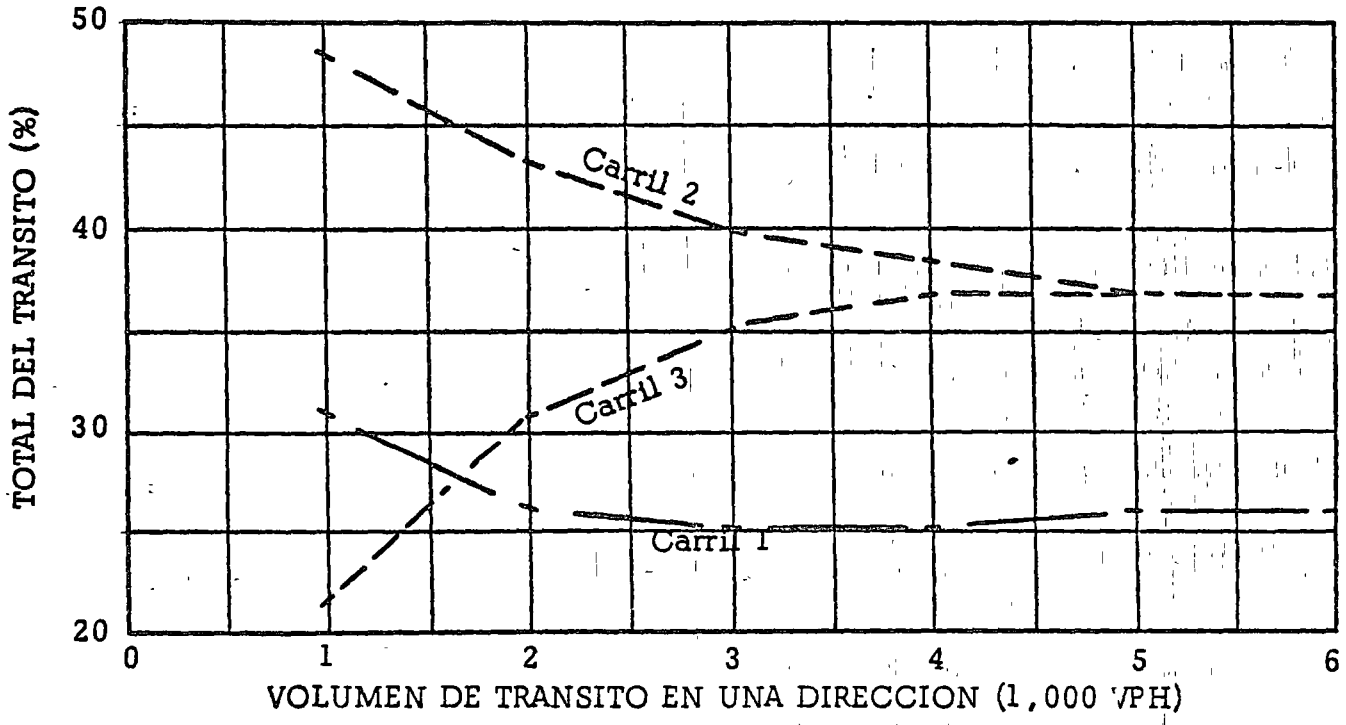



Figura 1 EFECTO DEL VOLUMEN DE TRANSITO EN LA UTILIZACION DE CARRILES, EN CARRETERAS DE SEIS CARRILES

proporcionados por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.

El porcentaje de camiones y autobuses en una corriente del tránsito, afecta las velocidades de los vehículos y las características de operación, especialmente en zonas de topografía abrupta que imponga restricciones físicas, tales como carriles angostos y pendientes pronunciadas. La figura 2 ilustra la fluctuación horaria de la composición del tránsito, expresada en porciento de vehículos pesados, en carreteras rurales y urbanas.

e) Fluctuaciones del tránsito en el tiempo. Nuestro país esta en pleno desarrollo, lo cual se traduce en mayor progreso económico dando como resultado, desde el punto de vista del tránsito, incremento de vehículos. Este incremento se agudiza entre sectores urbanos o poblaciones de producción y consumo. Al establecerse la relación comercial o recreacional entre diferentes puntos geográficos, se originan dentro del tránsito períodos en los cuales el volumen de tránsito tiene diferentes fluctuaciones. Así, podemos decir que existen variaciones de tránsito por estaciones o meses del año, fluctuaciones diarias y horarias.

## ..

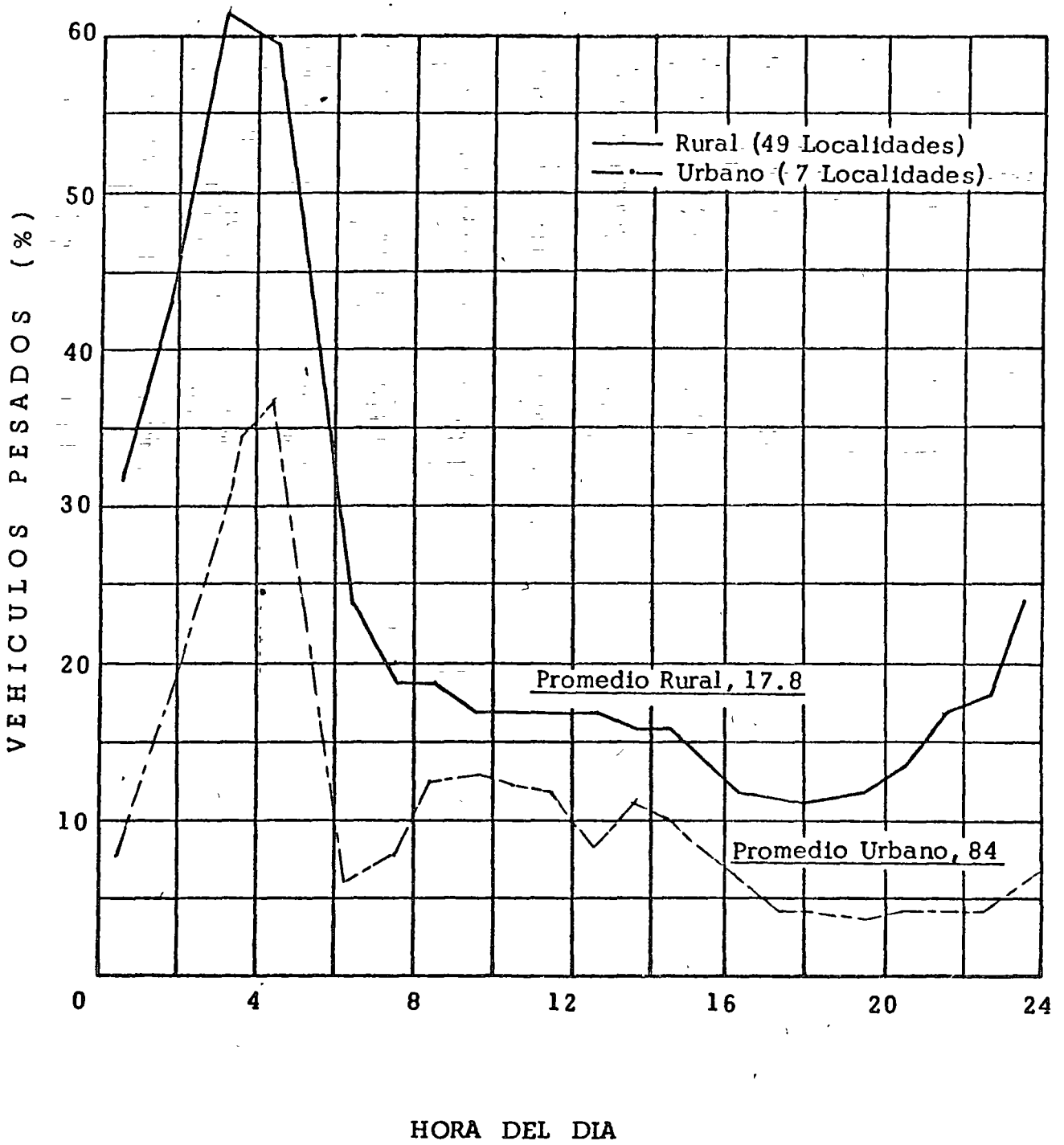
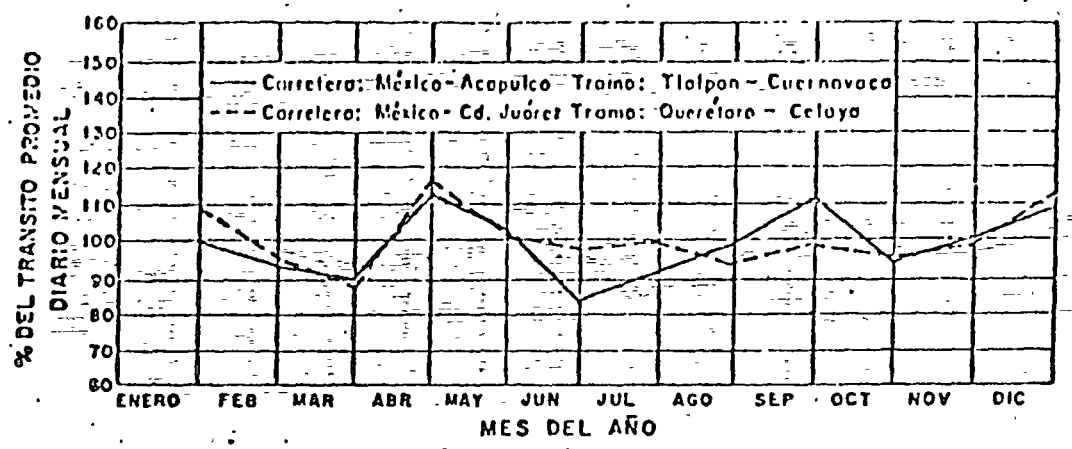



Figura 2 VARIACION DEL POR CIENTO DE VEHICULOS PESADOS DURANTE LAS HORAS DEL DIA

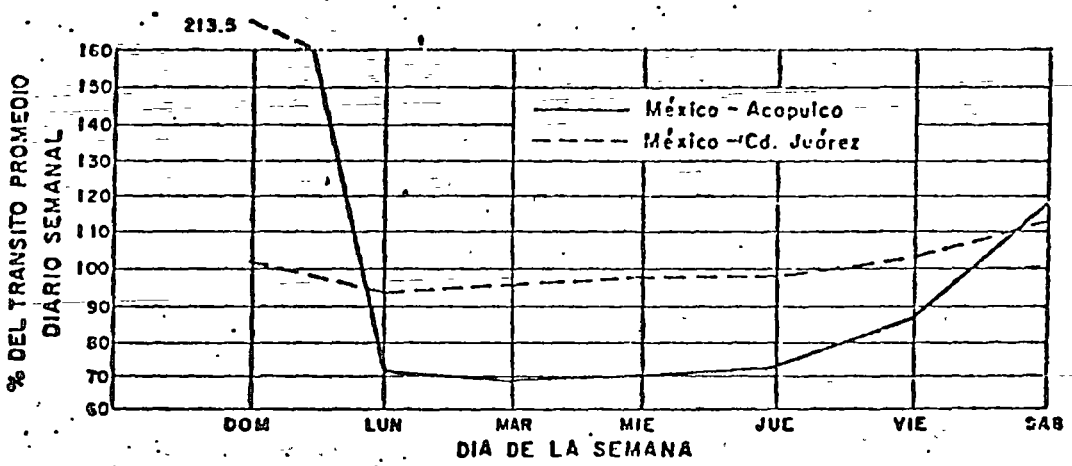
Fluctuación mensual del tránsito. Los patrones de fluctuación mensual del tránsito en cualquier carretera, están íntimamente ligados a demandas sociales y económicas. Un ejemplo típico de variación mensual lo representa la estación maestra de aforo No. 3 colocada en la carretera Cuernavaca-Iguala, la cual aparece en la figura 3. Se puede observar claramente que existe un volumen de tránsito mucho mayor en los meses de: marzo, mayo, noviembre y diciembre, respecto del resto de los meses del año. Dichas variaciones están referidas al volumen diario promedio anual. Esta variación del tránsito es influenciada enormemente por el tránsito con fines recreacionales.

Fluctuación diaria dentro de la semana. Similar a las variaciones mensuales, dentro de la semana existen variaciones diarias muy marcadas. Así, tratándose de flujo urbano, podemos decir que exíste un volumen estable dentro de los días comprendidos de lunes a viernes, pero los sábados y domingos dicho flujo tiende a disminuir considerablemente. En cambio, tratándose de carreteras rurales ocurre exactamente lo contrario, observándose volúmenes críticos durante los domingos, principalmente cuando existen días de fiesta

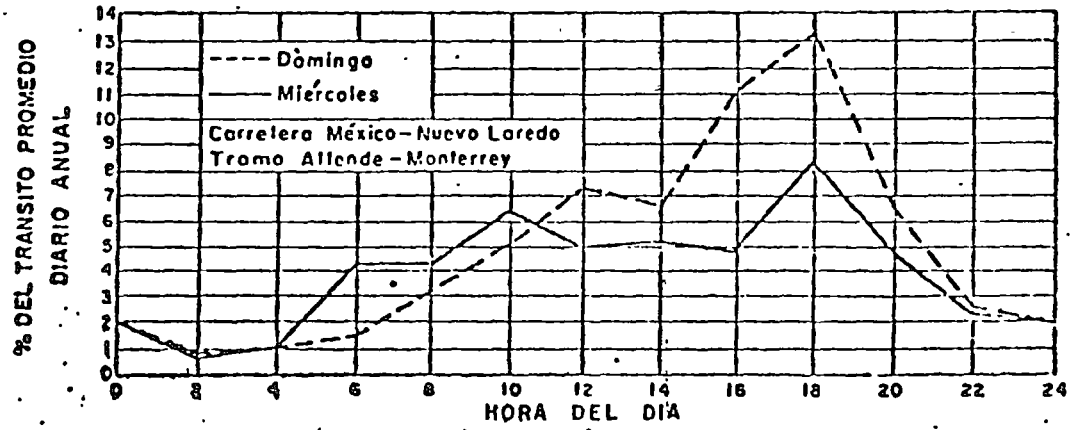
## ..




A) Variación mensual




B) Variación semanal




C) Variación horaria

Fig. 3.

o que la temporada del año sea adecuada para pequeñas vacaciones.

Fluctuación horaria durante el día. Dentro del día, existen fluctuaciones horarias que varían ampliamente de un camino a otro, y aun dentro de un mismo camino.

En términos generales se ha observado que en zonas urbanas existen dos volúmenes máximos durante el día, uno en la mañana y otro en la tarde, mientras que en zonas rurales generalmente se presenta un solo máximo en la tarde. En las figuras 4, 5 y 6 se observa la variación diaria y horaria dentro de la semana.

Fluctuación dentro de la hora del día.

Aunque para fines de proyecto, el volumen considerado es el horario, es necesario tomar en cuenta las variaciones de tránsito que ocurren en períodos cortos dentro de la hora de flujo máximo. Esto permite al camino acomodar satisfactoriamente, el volumen horario. Este volumen no mantiene una distribución uniforme dentro de la demanda máxima, sino que ésta se presenta en períodos cortos. Es por esto que para estudios específicos, se ha hecho uso de un factor llamado "factor de la hora de la máxima demanda" y el cual es la relación entre el volumen de la hora de máximo flujo y el volumen máximo de un submúltiplo de hora multiplicado por el factor correspondiente

## ..

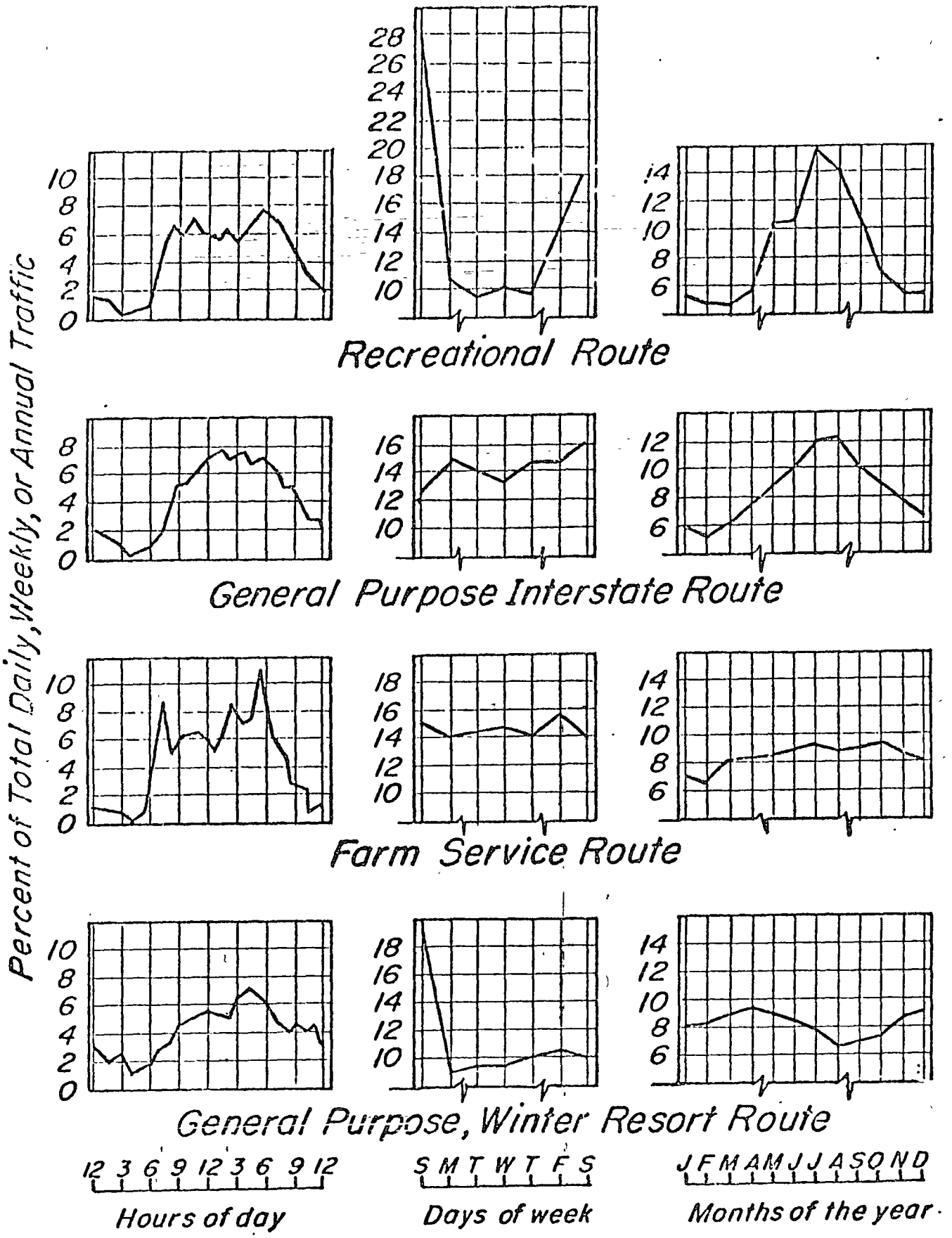



Fig. IV-2 — Volume variations on rural California highways.

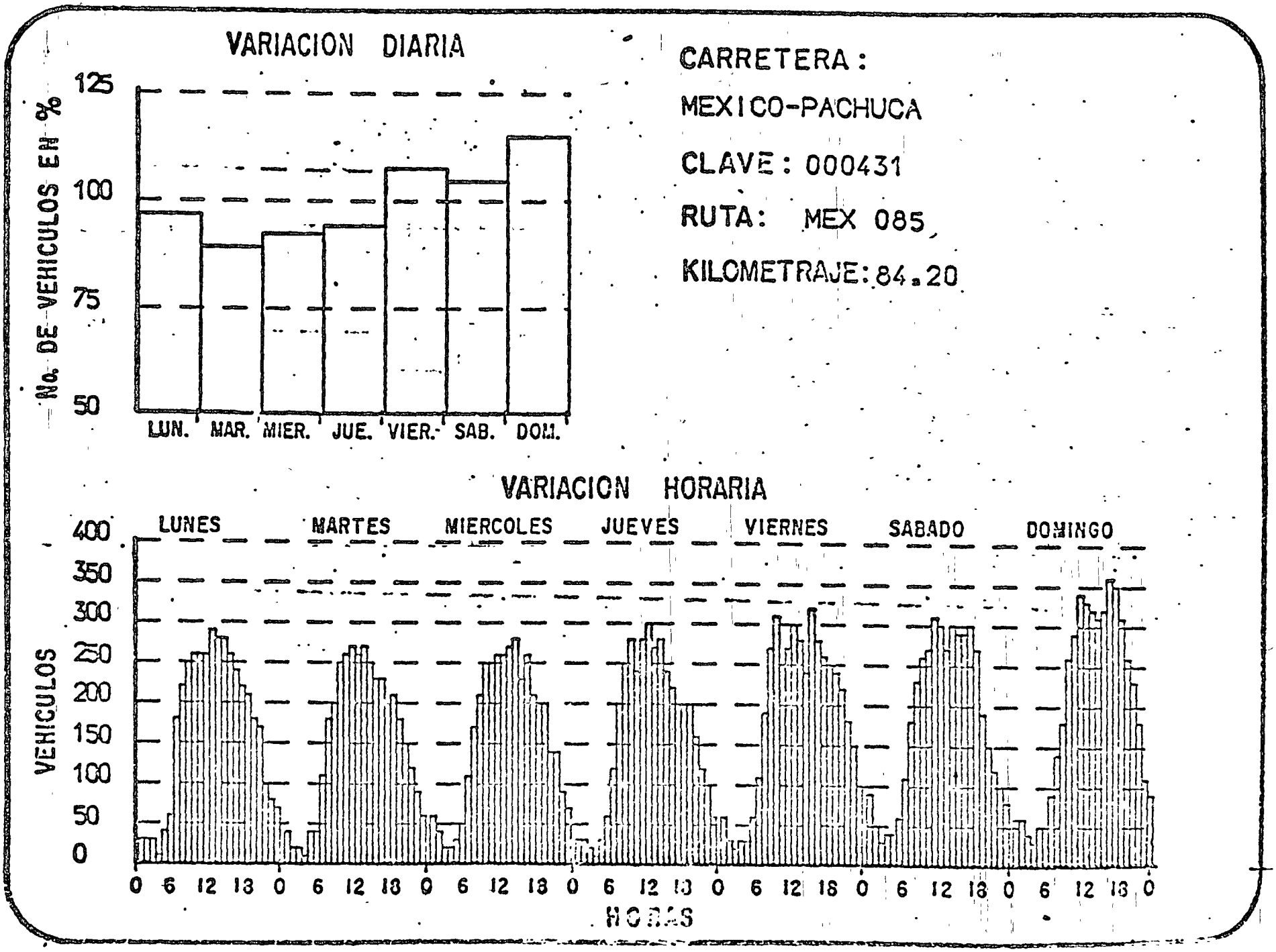

VARIACION DIARIA
No. DE VEHICULOS EN %
125
100
75
50
LUN.
MAR.
MIER.
JUE.
VIER.
SAB.
DOM.
CARRETERA:
MEXICO-PACHUCA
CLAVE: 000431
RUTA: MEX 085
KILOMETRAJE: 84.20
VARIACION HORARIA
VEHICULOS
400
350
300
250
200
150
100
50
0
LUNES
MARTES
MIERCOLES
JUEVES
VIERNES
SABADO
DOMINGO
0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0
HORAS

Fig. 4.

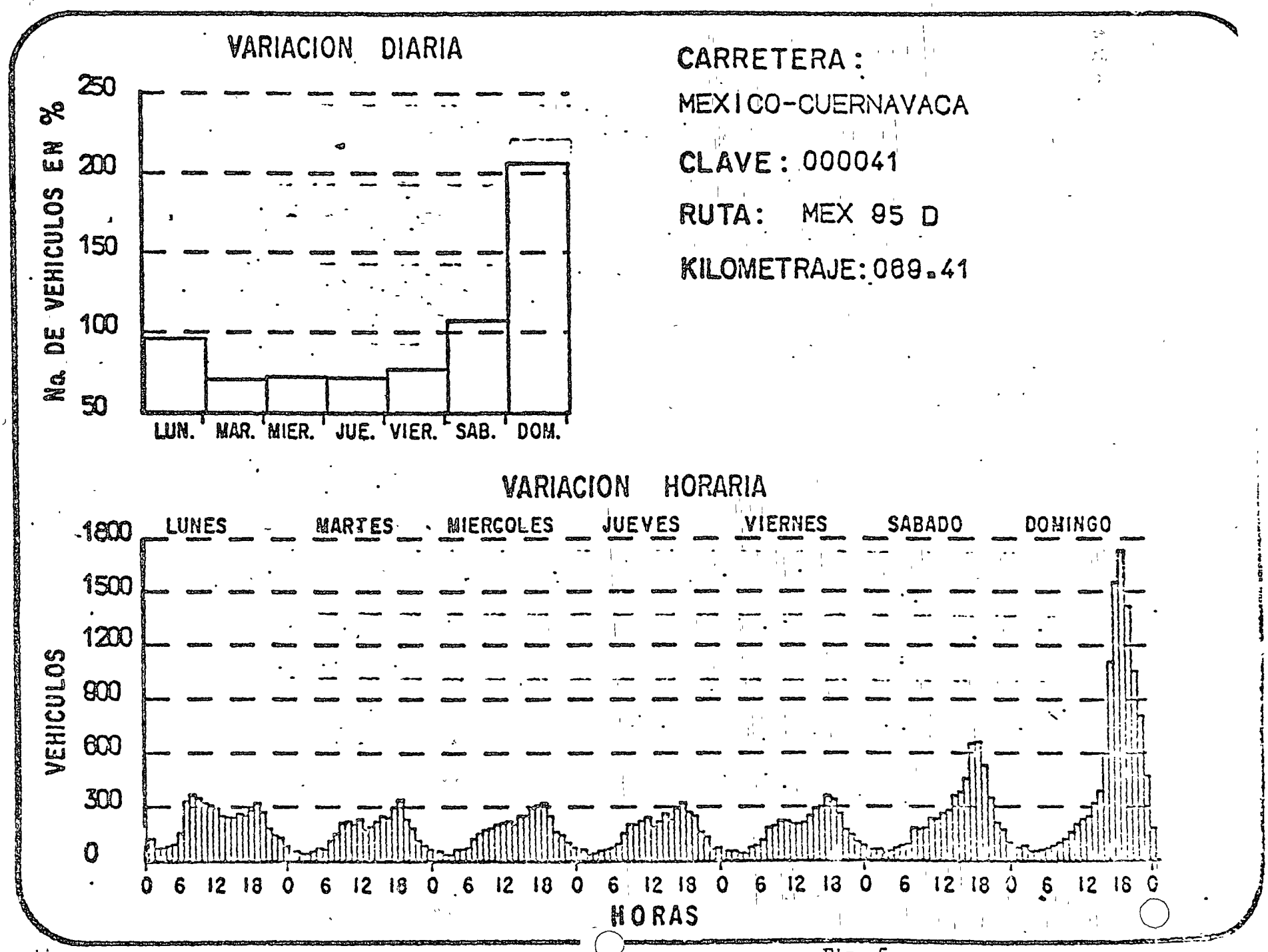

VARIACION DIARIA
No. DE VEHICULOS EN %
250
200
150
100
50
LUN.
MAR.
MIER.
JUE.
VIER.
SAB.
DOM.
CARRETERA:
MEXICO-CUERNAVACA
CLAVE: 000041
RUTA: MEX 95 D
KILOMETRAJE: 089.41
VARIACION HORARIA
LUNES
MARTES
MIERCOLES
JUEVES
VIERNES
SABADO
DOMINGO
VEHICULOS
1800
1500
1200
900
600
300
0
0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0
HORAS

Fig. 5.

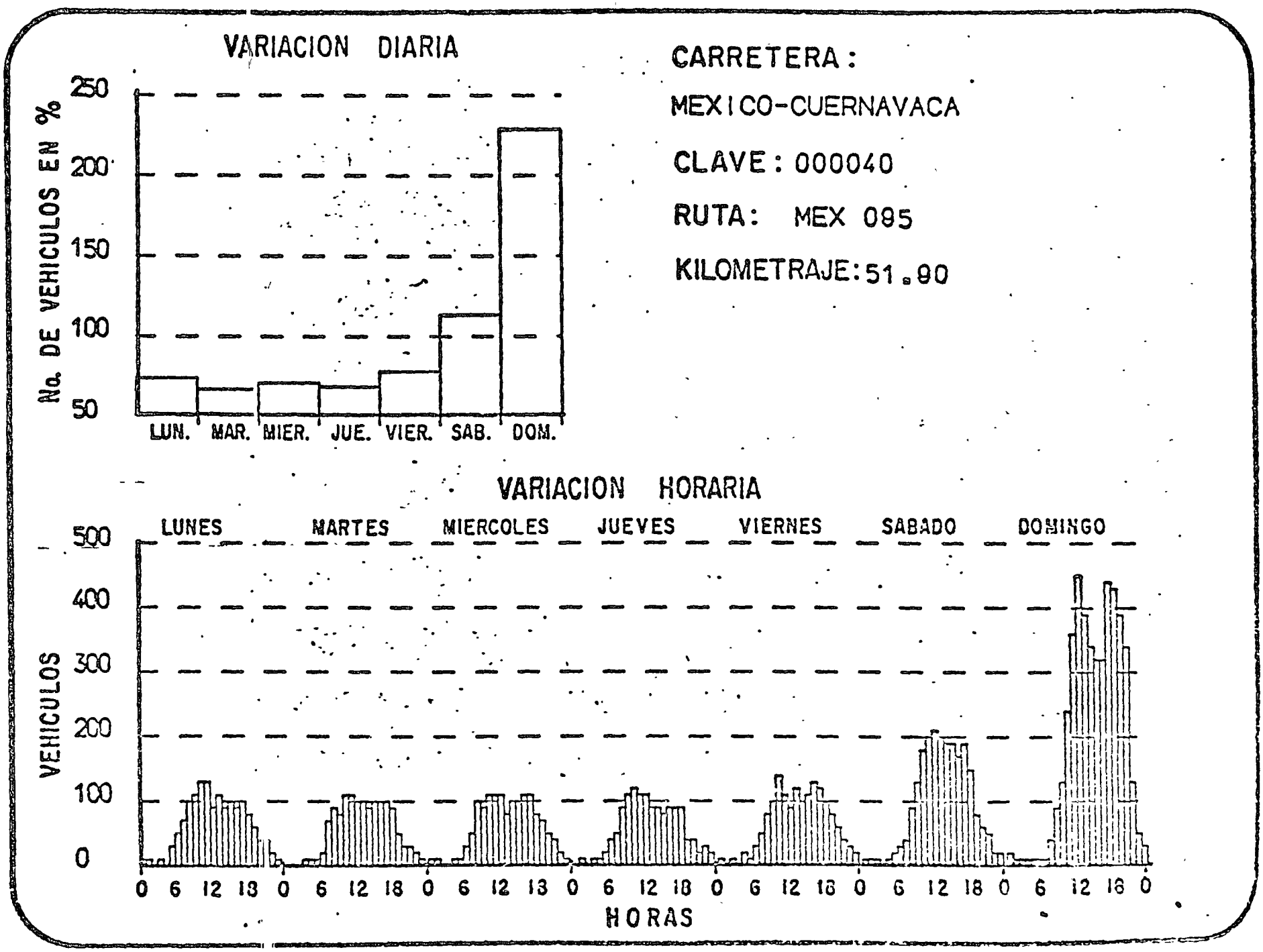
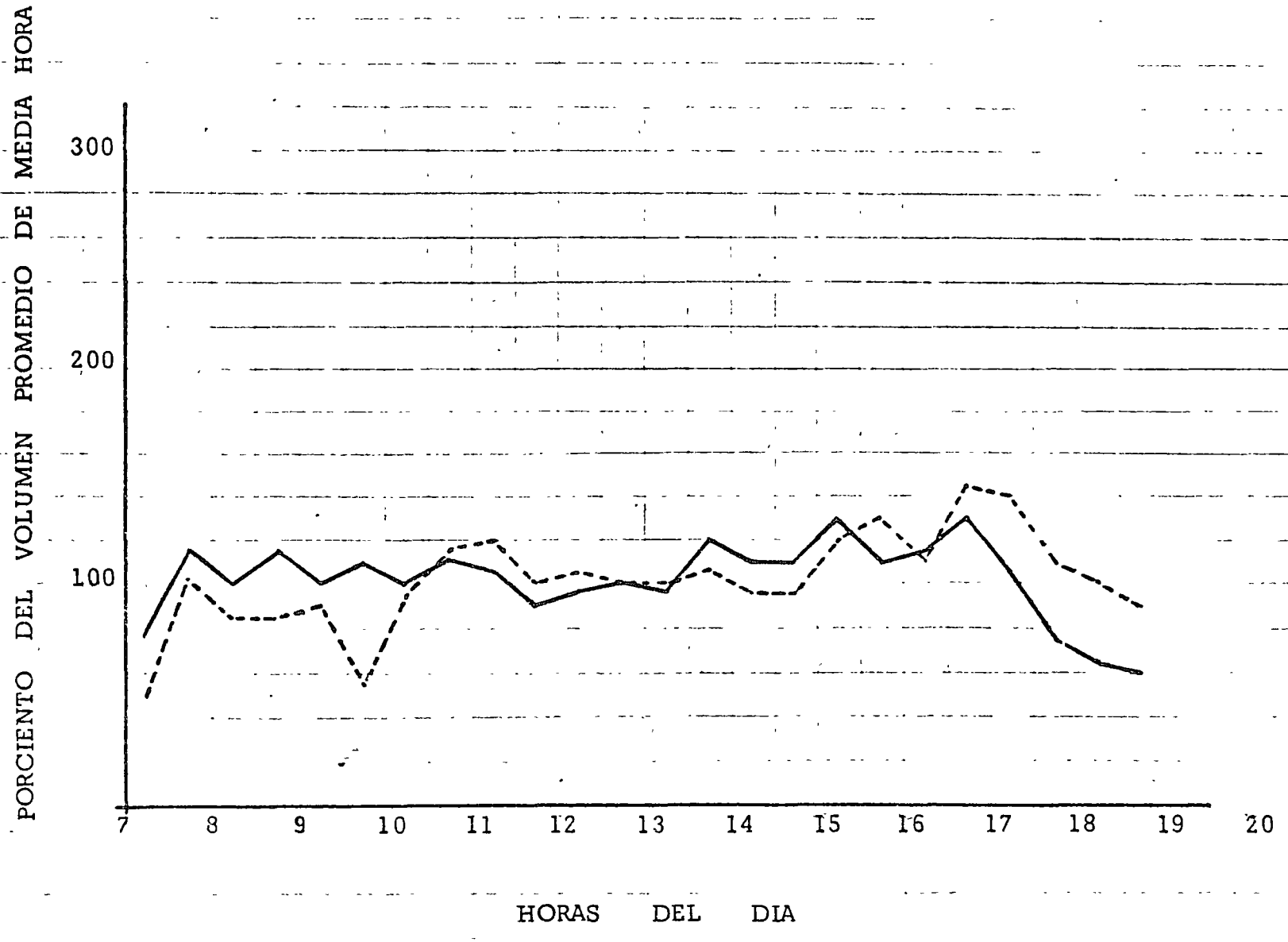
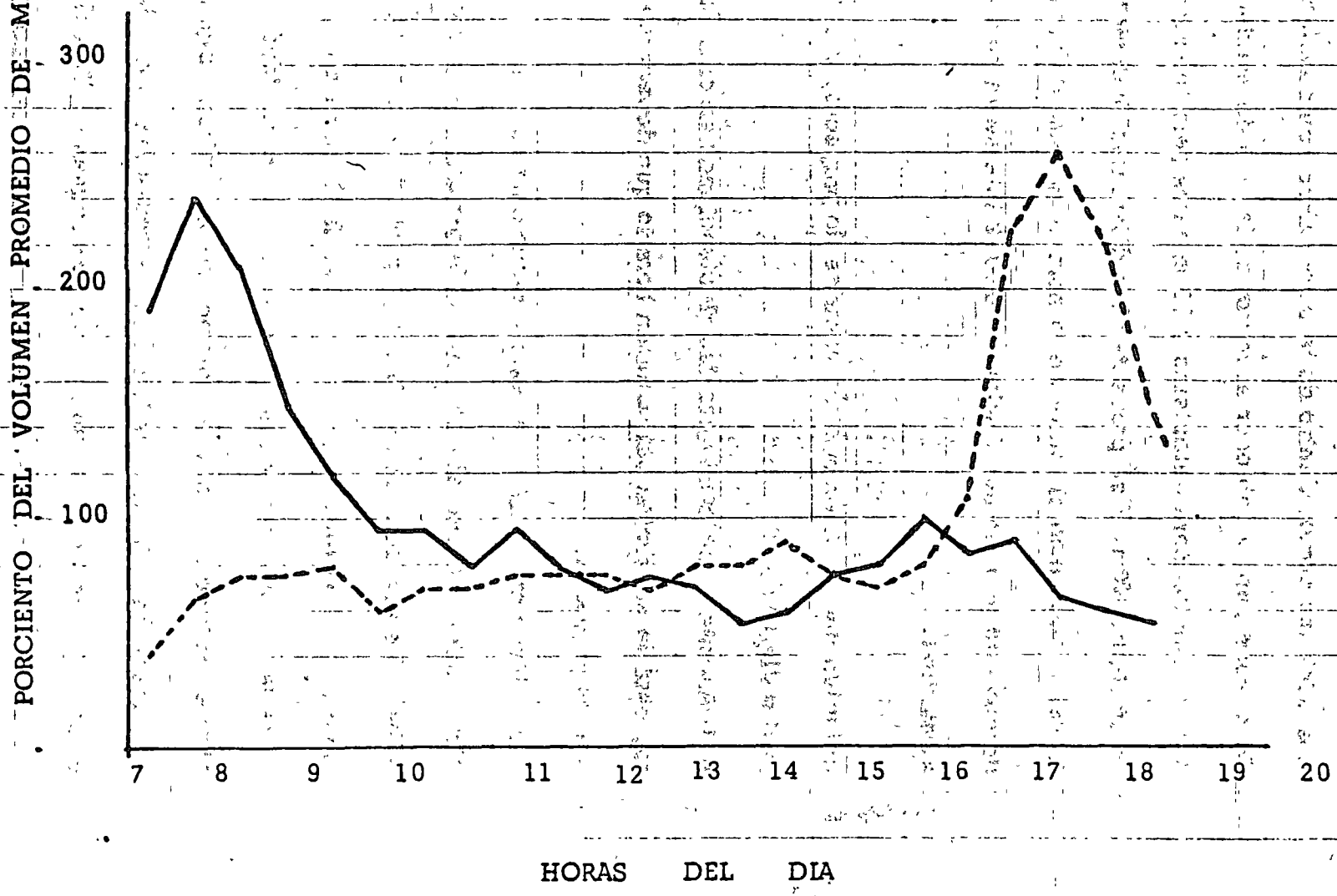

VARIACION DIARIA
No. DE VEHICULOS EN %
250
200
150
100
50
LUN.
MAR.
MIER.
JUE.
VIER.
SAB.
DOM.
CARRETERA:
MEXICO-CUERNAVACA
CLAVE: 000040
RUTA: MEX 095
KILOMETRAJE: 51.90
VARIACION HORARIA
LUNES
MARTES
MIERCOLES
JUEVES
VIERNES
SABADO
DOMINGO
VEHICULOS
500
400
300
200
100
0
0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0 6 12 18 0
HORAS

Fig. 6.

VARIACION DEL VOLUMEN EN UNA CALLE PERIFERICA



VARIACION DEL VOLUMEN EN UNA CALLE RADIAL



para hacerlo equivalente a 60 minutos.

Los períodos cortos dentro de la hora que se han considerado más adecuados para establecer el factor de la hora de máxima demanda son: 5 minutos para autopistas y 15 minutos para intersecciones.

En la figura Núm. 7 se presentan las diferentes fluctuaciones del tránsito, así como el factor de la hora de máxima demanada, considerando un período de 15 minutos en 792 intersecciones urbanas con semáforos.

f) Relación entre los volúmenes horarios de proyecto, y el tránsito promedio diario anual.

Intimamente relacionado con las fluctuaciones en el flujo del tránsito, está la selección del volumen horario que deberá usarse para fines de proyecto.

Los volúmenes de tránsito horario en un camino muestran una amplia distribución durante el año y por regla general, la mayor parte del tránsito ocurre durante un número pequeño de horas. Proyectar un camino para un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad sería insuficiente. Proyectarlo para el volumen horario máximo significaría que su capacidad estaría excedida durante todas las horas del año excepto una, lo cual no es aceptable económicamente. El volumen horario que se seleccione debe ser un valor intermedio, basado en un análisis comparativo entre el servicio que desea proporcionarse y el costo.

VELOCIDAD.

La velocidad es un factor muy importante en todo proyecto y factor definitivo - al calificar la calidad del flujo del tránsito. Su importancia, como elemento - básico para el proyecto, queda establecida por ser un parámetro en el cálculo de la mayoría de los demás elementos de proyecto.

Con excepción de una condición de flujo forzado, normalmente existe una diferencia significativa entre las velocidades a que viajan los diferentes vehículos dentro de la corriente de tránsito. Ello es consecuencia del sinnúmero de factores que afectan la velocidad, como lo son las limitaciones del conductor, -- las características de operación del vehículo, la presencia de otros vehículos, las condiciones ambientales, y las limitaciones de velocidad establecidas por dispositivos de control. Estos mismos factores hacen que la velocidad de -- cada uno de los vehículos varíe a lo largo del camino. Esta disparidad en la- velocidad ha conducido al uso de velocidades representativas; frecuentemente la velocidad representativa es la velocidad media.

La velocidad media puede definirse con respecto al tiempo o a la distancia.

La velocidad media con respecto al tiempo está definida como la suma de velocidades dividida entre el número total de velocidades consideradas:

$$\overline{V_t} = \frac{\sum_{i=1}^{N} d/t_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^{N} v_i}{N}$$

....

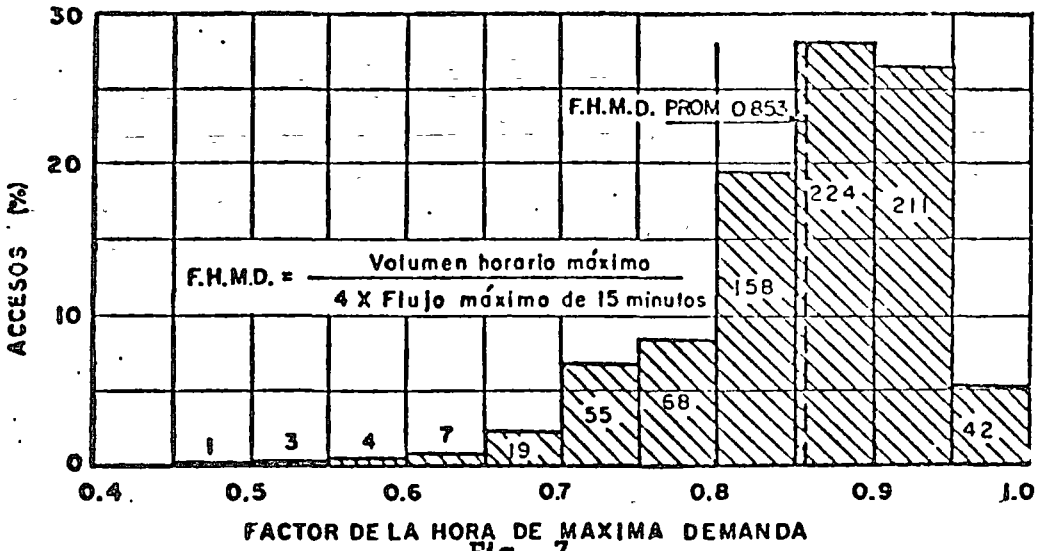

30
20
10
0
ACCESOS (%)
F.H.M.D. PROM 0.853
F.H.M.D. = Volumen horario máximo / 4 X Flujo máximo de 15 minutos
1
3
4
7
19
55
68
158
224
211
42
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA

Fig. 7.

la siguiente ecuación:

$$\overline{V}_t = \overline{V}_d + \frac{\sigma_d^2}{V_d}$$

En donde:

$\sigma_d$ = Desviación estándar de la distribución de velocidades con respecto a la distancia.

DEFINICIONES.

Existen varias definiciones a las que se ha tenido necesidad de recurrir, para mayor claridad cuando se habla del proyecto geométrico de carreteras. Las siguientes definiciones corresponden a las más frecuentes empleadas.

A) Velocidad de punto. Es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto de un camino. Los valores usuales para estimarla, son el promedio de las velocidades en un punto de todos los vehículos, o de una clase establecida de vehículos.

B) Velocidad de marcha. Es la velocidad de un vehículo en un tramo de un camino, obtenida al dividir la distancia del recorrido entre el tiempo en el cual el vehículo estuvo en movimiento. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma-

....

En donde:

$\overline{V}_t$ = Velocidad media con respecto al tiempo.

$d$ = Distancia recorrida.

$t_i$ = Tiempo de recorrido para el vehículo i.

$N$ = Número total de vehículos observados.

$v_i$ = Velocidad del vehículo i.

La velocidad media con respecto a la distancia es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el promedio de los tiempos de recorrido:

$$\overline{V}_d = \frac{d}{\frac{\sum_{i=1}^{N} t_i}{N}} = \frac{Nd}{\sum_{i=1}^{N} t_i}$$

En donde:

$\overline{V}_d$ = Velocidad media con respecto a la distancia.

$d$ = Distancia recorrida.

$t_i$ = Tiempo de recorrido del vehículo i.

$N$ = Número total de vehículos observados.

Puesto que existe una diferencia numérica entre ambas, es necesario establecerla, debiendo especificarse cuál de ellas se usó para un determinado estudio.

La velocidad media con respecto al tiempo es siempre mayor que la velocidad media con respecto a la distancia. Estas velocidades están relacionadas por

....

de tiempos correspondientes.

C) Velocidad de operación. Es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso la velocidad de proyecto del tramo.

D) Velocidad global. Es el resultado de dividir la distancia recorrida por un vehículo entre el tiempo total de viaje. En este tiempo total van incluidas todas aquellas demoras por paradas y reducciones de velocidad provocadas por el tránsito y el camino. No incluye aquellas demoras fuera del camino, como pueden ser las correspondientes a gasolineras, restaurantes y recreación.

Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos totales de viaje.

E) Velocidad de proyecto. Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo.

F) Velocidad de proyecto ponderada. Cuando dentro de un tramo bajo estudio existen subtramos con diferentes velocidades de proyecto, la velocidad representativa del tramo será el promedio ponderado de las diferentes velocidades de proyecto.

CARACTERISTICAS DE LA VELOCIDAD.

Ninguna definición sobre la capacidad de calles o carreteras estaría completa sin considerar la velocidad de operación bajo las condiciones prevalecientes. La estimación que un conductor hace de la calidad de un camino depende en gran parte de la velocidad a la cual puede operar. La definición del volumen de servicio hecha por los ingenieros, también está basada en parte en la relación existente entre el volumen y la velocidad en cualquier carretera.

Ya sea cierta o no la necesidad de proporcionar condiciones iguales de operación tanto para carreteras urbanas como rurales, actualmente se considera que la mayor parte de los conductores aceptan velocidades menores urbanas que en zonas rurales.

A) Tendencias de la velocidad. Aún cuando las velocidades en los caminos se ven afectadas por elementos, tales como el volumen, la capacidad, el estado de tiempo o por los dispositivos para el control del tránsito, en condiciones de bajos volúmenes donde los conductores pueden circular a la velocidad deseada, las velocidades en general se han incrementado a través del tiempo. Sin embargo, este incremento tiene un límite, ya que conforme aumenta el volumen de tránsito, la velocidad tiende a mantenerse constante dentro de un cierto rango, que es más pequeño en cuanto el camino se aproxima a su capacidad. Por otra parte, es importante señalar que la capacidad que puede suministrar un camino permanece constante con el tiempo. Entonces, para un determinado volumen de-

tránsito, existe un número de horas en que se alcanza esta capacidad; - si el volumen aumenta, el número de estas horas también se incrementa. Bajo estas condiciones, habrá más horas en que los conductores no podrán circular a la velocidad deseada y la velocidad media en el camino tenderá a decrecer.

B) Variaciones diarias de la velocidad. Las observaciones efectuadas han mostrado que la velocidad disminuye conforme aumentan los volúmenes de tránsito, especialmente en las horas de máxima demanda. También se ha observado que la fluctuación de la velocidad durante el día es mayor que durante la noche, si bien las velocidades medias en ambos períodos son aproximadamente iguales. Típicamente se ha observado que se presenta una reducción en la velocidad con un aumento en el volumen. En la fig. 8 se muestra la variación del volumen y la velocidad - en intervalos de cinco minutos

C) Velocidad media por carriles. En general, prescindiendo del volumen - de tránsito, las velocidades más altas se producen en los carriles interiores de caminos de cuatro o más carriles, y las velocidades más bajas, en los carriles exteriores. Las diferencias más grandes de la velocidad entre carriles, se produce bajo condiciones de bajo volumen de tránsito, disminuyendo esta diferencia conforme el volumen aumenta.

D) Fluctuaciones de la velocidad. En la mayoría de los casos, la velocidad de cada vehículo en particular fluctúan alrededor de la velocidad - media. Esto es, la mayoría de los conductores circulan a velocidades

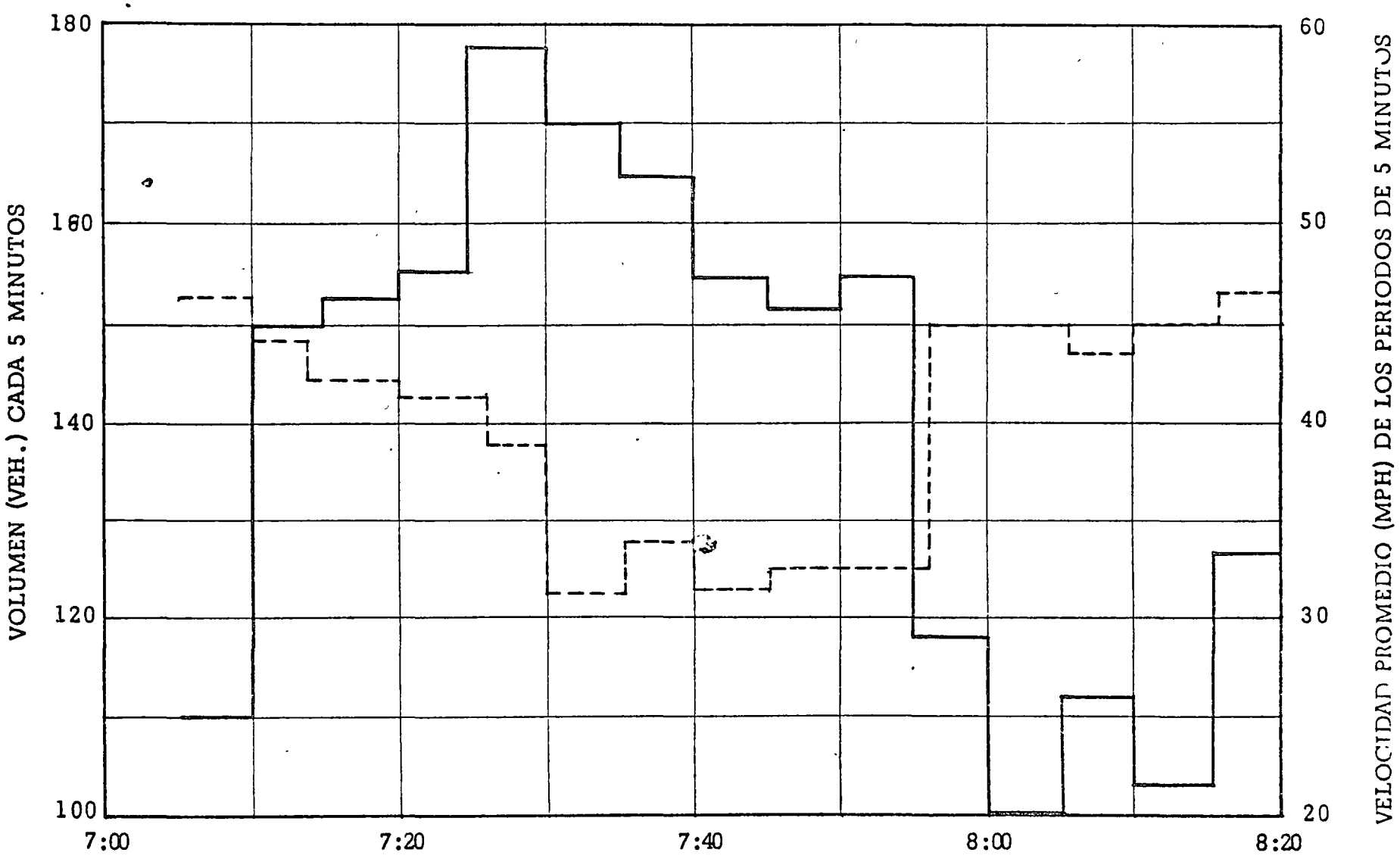



Figura 3 VARIACION DEL VOLUMEN Y LA VELOCIDAD EN INTERVALOS DE 5 MINUTOS DE LA HORA CRITICA MATUTINA.

uniformemente distribuidas, dentro de un cierto rango de valores. La proporción de las velocidades que exceden este rango es la misma que la de las velocidades que quedan bajo el. La figura 9 muestra las curvas características de las distribución de las velocidades, en caminos rurales de dos carriles.

Estas curvas son generalizaciones para condiciones relativamente ideales y estan basadas en una serie de investigaciones recientes.

Cada curva corresponde a un volumen de tránsito. Puede observarse que para los más altos volúmenes de tránsito, la fluctuación de las velocidades es relativamente pequeña, y que esta fluctuación aumenta conforme disminuyen los volúmenes de tránsito.

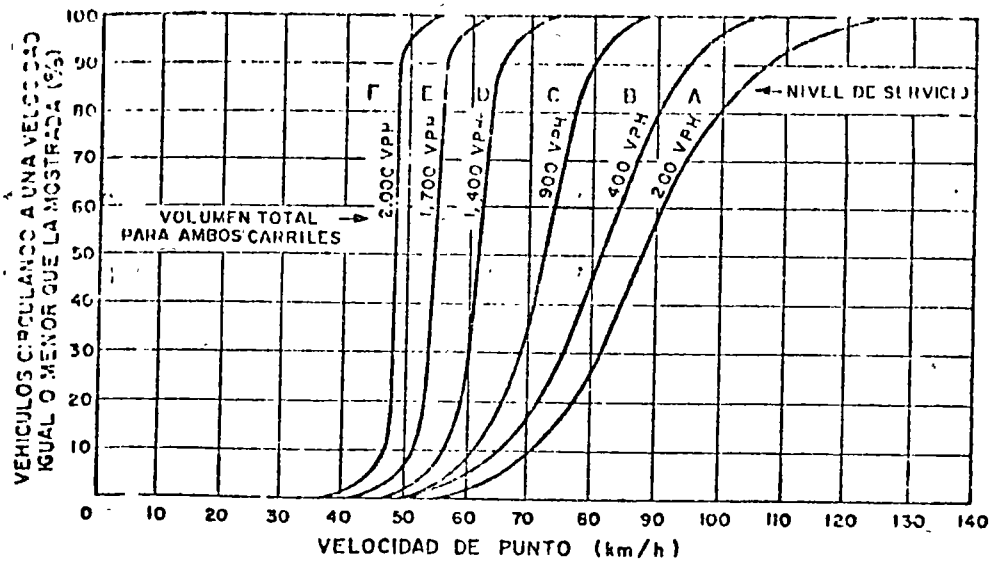



Fig. 9.

CARACTERISTICAS DEL ESPACIAMIENTO Y DE LOS INTERVALOS ENTRE VEHICULOS.

A) Relaciones matemáticas. Espaciamiento, es la distancia entre frente y frente de vehículos sucesivos. Intervalo, es el tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos sucesivos por un punto dado, medido entre frente y frente de vehículos. Así, un kilómetro de camino incluye espaciamientos cuya suma total es un kilómetro, y una hora de flujo de tránsito incluye intervalos que totalizan una hora. La relación entre espaciamiento e intervalo depende de la velocidad y está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Intervalo (seg.)} = \frac{\text{Espaciamiento (m)}}{\text{Velocidad (m/seg)}}$$

Esta ecuación es válida para pares individuales de vehículos o para corrientes de tránsito que operan en forma constante, pero llega a ser mucho más compleja cuando las velocidades vehículares varían considerablemente.

Existe además una relación entre el espaciamiento y el número de vehículos que ocupan una unidad de longitud en un instante dado. A este número de vehículos se le llama densidad, y generalmente se expresa en vehículos por kilómetro. Su relación con el espaciamiento medio está dado por la siguiente expresión.

$$\text{Densidad (veh/km)} = \frac{1\ 000\ \text{(m/km)}}{\text{Espaciamiento medio (m/veh)}}$$

tales como tiempo de reacción del conductor, distancias de frenado y coeficientes de fricción. En otros casos, el espaciamiento mínimo, como una función de la velocidad, fue obtenido por observaciones directas.

C) Distribución de los intervalos y flujo al azar. Si todos los vehículos que utilizan un camino circularan a la misma separación, sería fácil determinar el volumen máximo o el nivel de congestionamiento. Sin embargo, los vehículos no circulan a intervalos uniformes, más bien tienden a formar grupos, aún a bajos volúmenes de tránsito, existiendo para cada volumen de tránsito un intervalo medio. No obstante, los intervalos muestran una gran variación, con muchos vehículos circulando a intervalos cortos y otros circulando con intervalos relativamente grandes.

La figura 10 muestra la distribución del espaciamiento entre vehículos sucesivos viajando en el mismo sentido en caminos rurales de dos y de cuatro carriles, para diversos volúmenes de tránsito bajo condiciones de flujo continuo. Casi para cualquier volumen, aproximadamente dos tercios de los vehículos circulan a intervalos iguales o menores que el intervalo medio. En la figura 10-A por ejemplo, puede verse que para un volumen [illegible] aproximadamente 450 vehículos espaciados 6 segundos o menos del vehículo que le precede.

También puede hacerse una descripción de las características del espaciamiento vehicular, en términos matemáticos. Bajo ciertas condicio—

Análogamente, puede expresarse una relación similar entre el intervalo medio y el volumen de tránsito, en la siguiente forma.

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{3\,600\ (\text{seg/h})}{\text{Intervalo medio}\ (\text{seg/veh})}$$

B) El espaciamiento como una medida de la capacidad. Aunque el volumen puede ser la medida más significativa de la demanda del tránsito, el espaciamiento y el intervalo entre vehículos afectan al usuario en un grado mayor, y por lo tanto, están relacionados más directamente con el nivel de servicio. El espaciamiento y el intervalo le dan al conductor que viaja dentro de una corriente de tránsito, una indicación de la fluidez o de la congestión del mismo, afectando continuamente la velocidad y posición de su vehículo. Debido a esto, las reacciones de los conductores bajo diversas condiciones, tienen un efecto considerable en la capacidad del camino. Fundamentalmente, el volumen de tránsito varía directamente con la velocidad, e inversamente con el espaciamiento entre vehículos. Por lo tanto, esta relación puede expresarse en la forma siguiente, considerando por simplicidad, un sólo carril de tránsito:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{1\,000\ (\text{m/km}) \times \text{velocidad (km/h)}}{\text{Espaciamiento (m/veh)}}$$

Utilizando esta relación, muchos de los primeros investigadores determinaron la capacidad máxima de un carril de tránsito, suponiendo ciertos espaciamientos mínimos a diferentes velocidades. En algunos casos, los espaciamientos mínimos fueron calculados utilizando factores

nes, el espaciamiento vehícular o la proporción de paso de los vehícu- los por un punto, sigue una distribución casual o al azar; esto es, la - posición de cada vehículo es independiente de cualquier otro, y tramos iguales de camino tienen la misma probabilidad de alojar el mismo nú- mero de vehículos. Esta distribución está dada por la distribución de - Poisson:

$$P(x) = \frac{e^{-m}\, m^{x}}{x!}$$

$$\text{Int. (seg/veh)} = \frac{3\,600\ (\text{seg/h})}{\text{Volumen (vph)}}$$

75% x 600 vph = 450 vph,

en la cual:

P $(x)$ = Probabilidad de exactamente $(x)$ ocurrencias.

$x$ = Número de ocurrencias.

e = Base de los logaritmos Neperianos = 2.7183

m = Promedio de ocurrencias que se espera.

La distribución de Poisson es de mayor utilidad cuando se trate de la - distribución de eventos discretos, como lo es el arribo de vehículos -- dentro de un intervalo dado. La distribución de intervalos de tiempo - entre vehículos es una variable continua y exponencial por naturaleza. Esta distribución exponencial, derivada de Poisson para la condición de no arribo de vehículos durante un período de tiempo dado, está dada -- por.

$$P(h \geq t) = e^{-qt}$$

en la cual:

$P(h \geq t)$ = Probabilidad de un intervalo igual o mayor que el tiempo t.

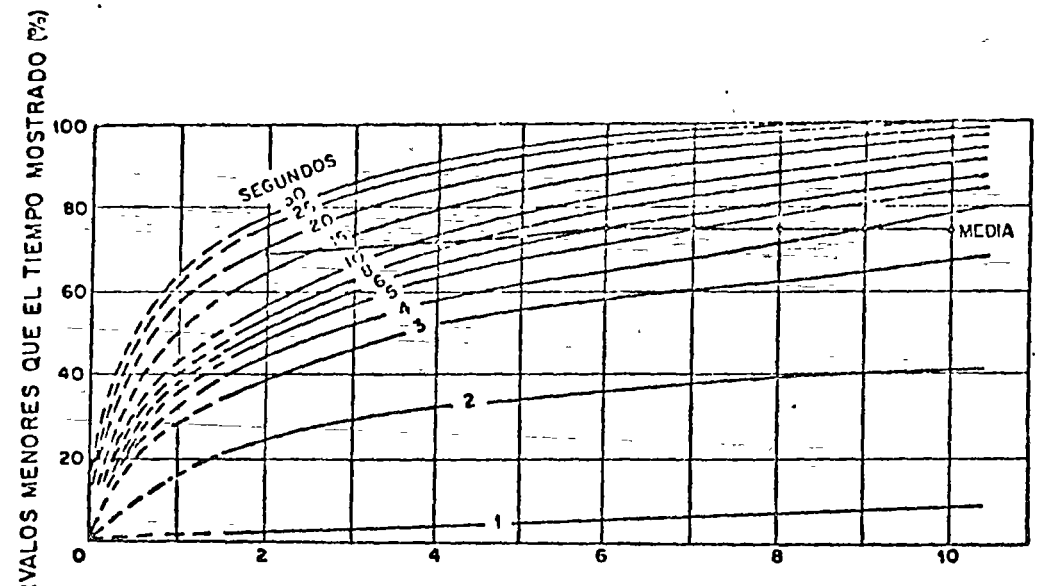
h = Intervalo de tiempo entre vehículos.

t = Tiempo de segundos.

q = Flujo de vehículos por segundo.

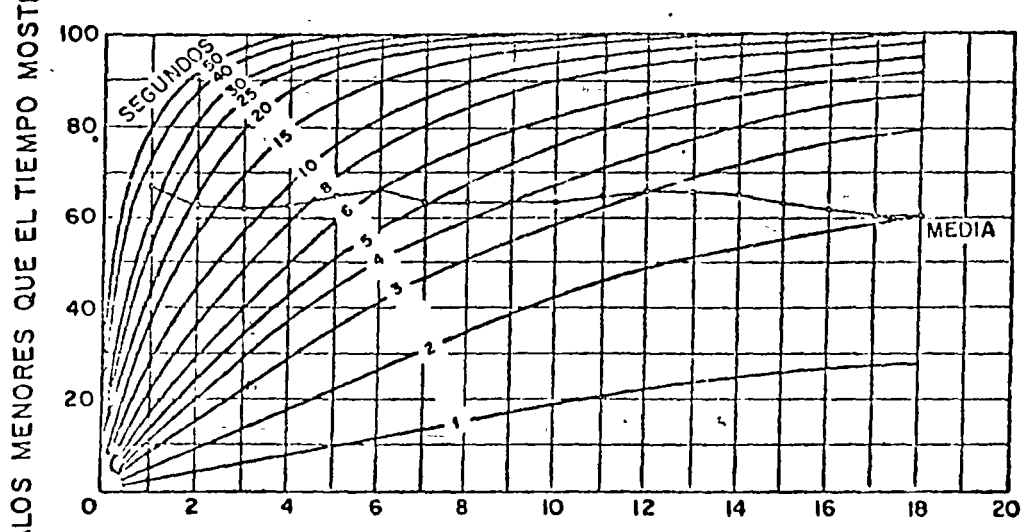
La distribución de las separaciones obtenidas en esta ecuación tiene varias aplicaciones. Una de ellas es comparar la distribución de las separaciones calculadas y las observadas para varios volúmenes de tránsito. Una desviación apreciable de la distribución al azar o un gran porcentaje de vehículos circulando con separaciones restringidas, sería un índice del congestionamiento que experimente la corriente del tránsito.

Otra aplicación consiste en estimar el número y longitud de los claros en una corriente de tránsito en rampas de acceso e intersecciones a nivel. Desde un punto de vista práctico, la justificación para adoptar normas de proyecto o medidas para el control del tránsito, deben basarse en la forma en que funcionará el camino para diferentes volúmenes de tránsito. Cuando un conductor desea cruzar una corriente de tránsito desde la condición de alto, lo hará cuando le parezca adecuado un claro o espaciamiento entre vehículos de la corriente de tránsito principal. La figura 11 muestra los diagramas preparados para un estudio en un camino rural de cuatro carriles. Estos diagramas dan, para varios intervalos, el tiempo probable de espera para diversos volúmenes de tránsito.




VOLUMEN DE TRANSITO EN UN SENTIDO (100 VPH)

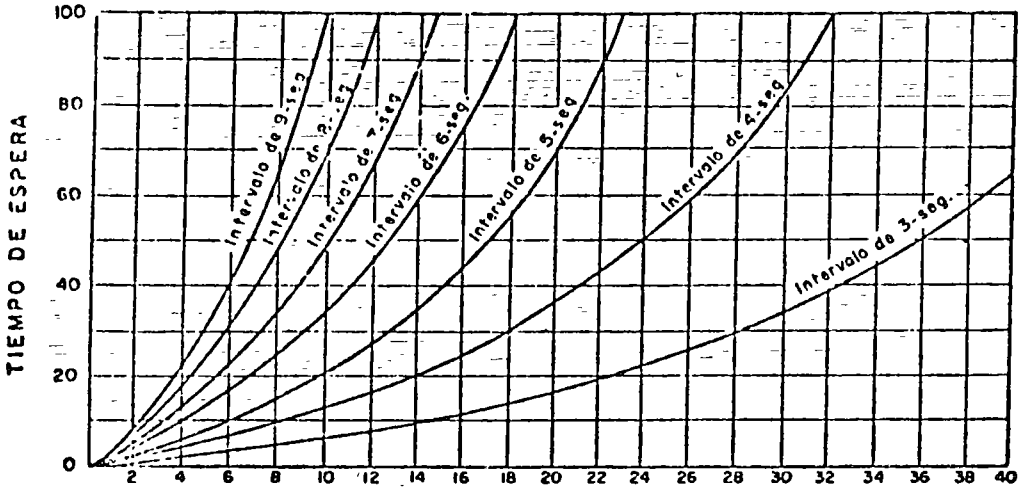
A) Caminos de dos carriles




VOLUMEN DE TRANSITO EN UN SENTIDO (100 VPH)

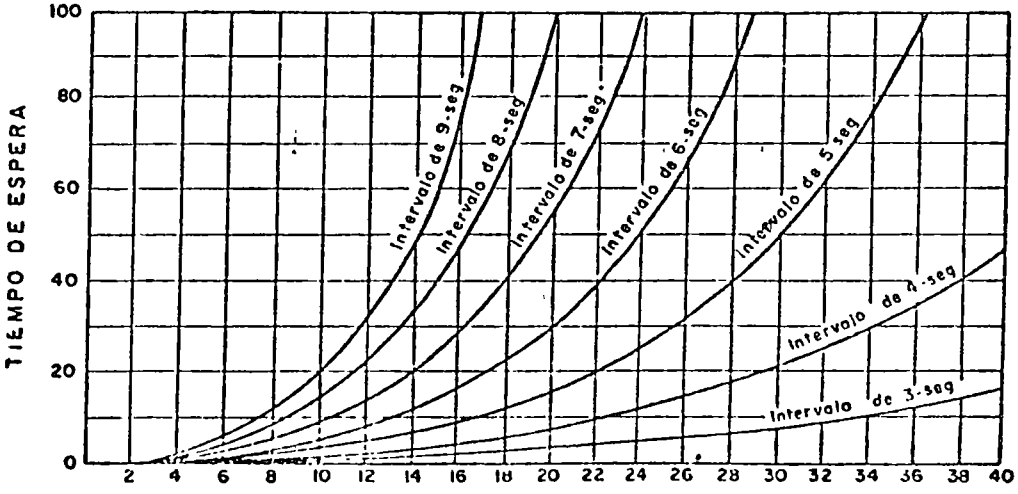
B) Caminos de cuatro carriles

Fig. 10.




VOLUMEN DE TRANSITO (100 VPH)

A) Con 95% de probabilidad




VOLUMEN DE TRANSITO (100 VPH)

B) Con 50% de probabilidad

Fig. 11.

El diagrama A) es para una probabilidad de 95%, y el B), para una probabilidad de 50%.

D) Efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos. Obviamente, cuando ocurre una interrupción del tránsito, como por ejemplo en una intersección controlada con semáforos, la circulación al azar deja de existir, y es reemplazada por un efecto de agrupamiento. Conforme el grupo se aleja del punto de interrupción, los vehículos tienden a separarse, tanto en tiempo como en distancia. Si no vuelve a presentarse ninguna interrupción, a cierta distancia los intervalos vuelven a ser casuales.

El conocimiento del efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos es necesario al evaluar muchos problemas de tránsito. Por una parte, la presencia de semáforos afecta la distribución de claros o separaciones para vehículos o peatones que desean entrar o cruzar una corriente de tránsito. Por otra parte, la retención de grupos de vehículos es deseable en un sistema de semáforos progresivos. Los sitios y las condiciones de aplicación son demasiado diferente para permitir establecer criterios específicos, ya que los vehículos que entran o salen de la corriente de tránsito en un tramo, o que operan erráticamente dentro del mismo, crean variantes del patrón normal.

RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD.

En la operación de un camino, el volumen, la velocidad y la densidad de tránsito, están íntimamente relacionados. Para comprender mejor el comportamiento del tránsito sobre el camino, en este punto se analizará cualitativamente, la relación que existe entre volumen, densidad y velocidad.

Teóricamente para esta relación debe usarse la velocidad media con respecto a la distancia, ya que Wardrop demostró que únicamente usando esta velocidad se cumple. Sin embargo Drake, Schofer y May, encontraron que aunque existe una diferencia entre la velocidad media con respecto a la distancia y la velocidad media con respecto al tiempo, para esta clase de estudios es despreciable. Por lo tanto, deberá probarse para cada estudio, que la variación es despreciable o bien usar la velocidad media con respecto a la distancia.

Aunque muchas veces se les confunde, los términos volumen y densidad expresan conceptos diferentes. Volumen es el número de vehículos que pasan por un tramo de un camino en una unidad de tiempo; en cambio, densidad es el número de vehículos que permanecen en el tramo por unidad de longitud en un momento dado.

Dimensionalmente, el volumen de tránsito es igual a la densidad por la velocidad, esto es:

$$T = VD$$

En donde:

T = Volumen de tránsito, en vehículos/hora.

V = Velocidad del tránsito.

D = Densidad de tránsito, en vehículos/kilómetro.

La expresión anterior nos indica que si la velocidad permanece constante, el volumen y la densidad están relacionados linealmente, esto es, que a incrementos iguales de densidad corresponden incrementos iguales de volumen; sin embargo, lo que en realidad ocurre es que al incrementarse la densidad, la velocidad ya no permanece constante, sino que se reduce y al ocurrir esto, la relación entre densidad y volumen no es lineal.

En la figura, para una densidad muy chica, la velocidad es Vm y el volumen de tránsito es bajo. Cuando aumenta el volumen a $T_1$ y por tanto la densidad a $D_1$, la velocidad disminuye a $V_1$. Si la densidad sigue aumentando hasta llegar a ser crítica $D_o$, el volumen de tránsito llega a su máximo $T_o$, alcanzando la capacidad del camino C, y la velocidad es óptima $V_o$. Si se sigue aumentando la densidad a $D_2$ la velocidad disminuye a $V_2$ y el volumen será otra vez $T_1$. Si se sigue incrementando la densidad, hasta su valor máximo $D_m$, la velocidad y el volumen caen a cero, produciéndose el congestionamiento total.

Bajo la hipótesis de una variación lineal de la velocidad, pueden establecerse las siguientes relaciones.

$$V = V_m - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

$$T = VD = V_m D - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

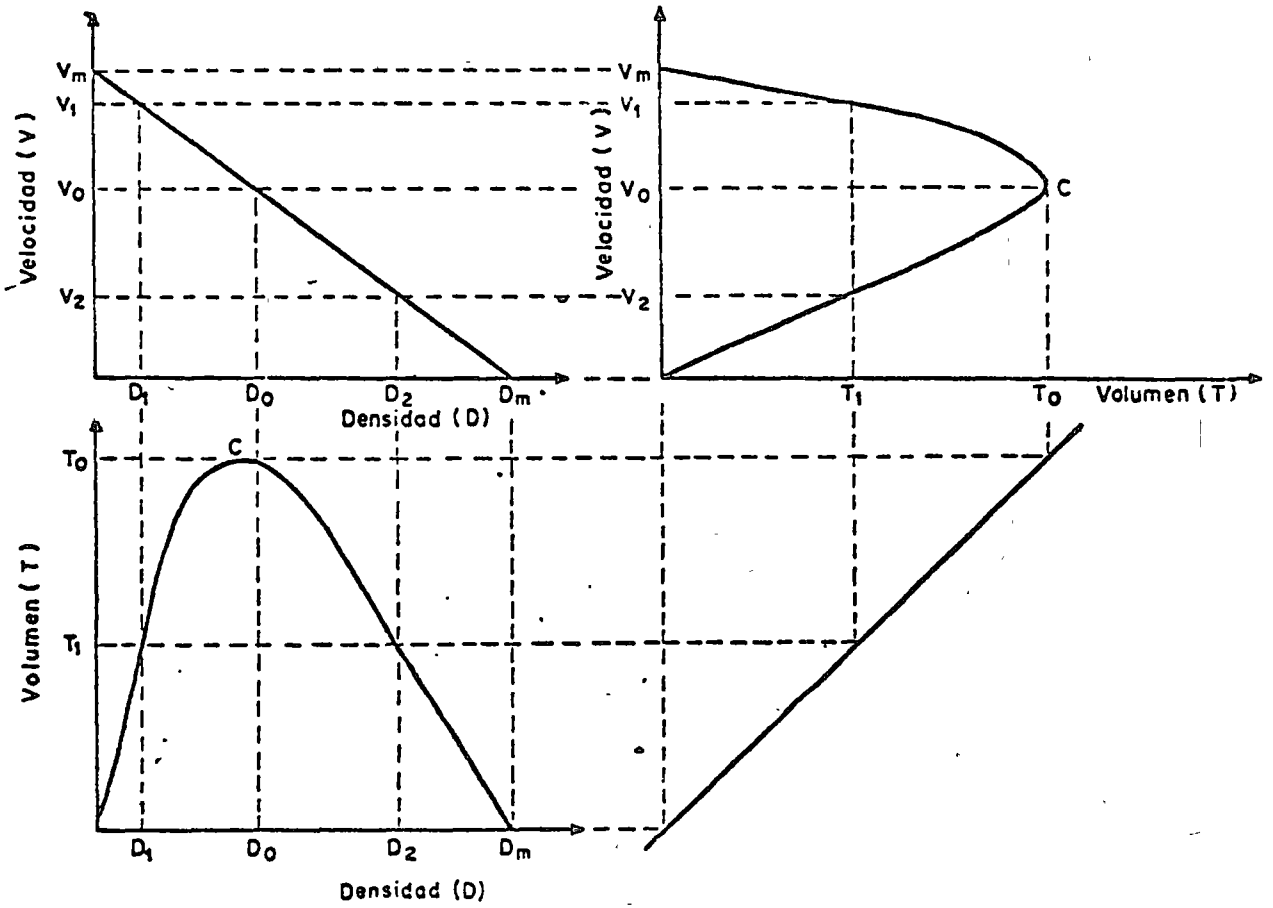



FIGURA RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

Cuando el volumen es máximo $T_o = C$

$$\frac{dT}{dD} = O = V_m - 2\left(\frac{V_m}{D_m}\right) D_o \qquad D_o = \frac{D_m}{2} \quad \ldots\ldots (3)$$

y sustituyendo en (1)

$$V_o = V_m - \frac{V_m}{D_m}\left(\frac{D_m}{2}\right)$$

$$V_o = \frac{V_m}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

Sustituyendo (3) y (4) en (2)

$$C = \frac{D_m \; V_m}{4}$$

En las relaciones anteriores:

$C$ = Capacidad (veh/hora)

$V_m$ = Velocidad a bajo volumen (km/h)

$D_o$ = Densidad crítica (veh/km)

$D_m$ = Densidad en congestionamiento (veh/km)

$V_o$ = Velocidad óptima (km/h).

RELACIONES ENTRE VELOCIDAD, VOLUMEN Y DENSIDAD.

Los estudios teóricos efectuados hasta la fecha han mostrado que los principios y leyes de la física y de la hidráulica, pueden aplicarse a la circulación del tránsito. Una combinación de los estudios teóricos y las observaciones directas parecen dar la mejor aproximación total.

A) Relación velocidad-volumen. La relación fundamental velocidad-volumen puede expresarse como sigue: Conforme el volumen de tránsito aumenta, la velocidad media de los vehículos disminuye. Los estudios de campo han mostrado que una línea recta representa razonablemente la relación velocidad-volumen en el rango de cero, hasta la desidad crítica, para condiciones de flujo continuo. Estas investigaciones también indican que para autopistas y vías rápidas, la relación velocidad-volumen es algo curva. En el punto crítico donde se alcanza la capacidad, es decir, cuando el volumen de tránsito se aproxima a 2 000 vph por carril a una velocidad aproximada de 50 km/h, la curva representativa de la relación alcanza un máximo y entonces se regresa para entrar en la región de circulación forzada.

La parte superior de cada curva muestra la relación velocidad-volumen hasta el punto de densidad crítica. Más allá de este punto, un pequeño incremento en el volumen causa una rápica disminución de la velocidad. La zona sombreada en el extremo derecho de los diagramas, representa condiciones de operación altamente inestable.

Estos diagramas son únicamente ilustrativos y no sirven para resolver problemas reales, debido a que no toman en cuenta los ajustes por las

influencias adversas que generalmente se encuentran en la práctica.

Flujo discontinuo. La relación velocidad-volumen es difícil de establecer bajo condiciones de flujo discontinuo. En la mayor parte de los casos más comunes, como son las calles de una ciudad con intersecciones controladas con semáforos, tanto la demanda como la capacidad, a menudo son diferentes en tramos adyacentes. Además, la máxima velocidad está determinada frecuentemente por influencias externas, tales como la sincronización de los semáforos y los límites de velocidad, más bien que por los deseos del conductor. Así, la mayor parte de los estudios de las características del flujo discontinuo han tratado con tramos relativamente cortos, y han expresado la relación indirectamente en términos de "demora promedio" en lugar de obtener la velocidad media.

B) Relación velocidad-densidad. Flujo continuo. La relación velocidad-densidad es similar a la relación velocidad-volamen en cuanto a que la velocidad decrece conforme el volumen y la densidad aumentan. Sin embargo, la densidad continúa aumentando más allá del punto de densidad crítica, en tanto que el volumen disminuye. Esta característica hace que la densidad sea, en algunos casos, un índice más ventajoso que el volumen para calificar la velocidad.

Experimentalmente se han logrado obtener algunas curvas que muestran la relación velocidad-densidad bajo condiciones de circulación continua en diversos tipos de caminos.

Debe hacerse notar que si la relación velocidad-volumen es una línea-

recta, la relación velocidad-densidad no es lineal, por lo menos dentro de un rango entre 12.5 veh/km y 100 veh/km.

Como resultado de los estudios anteriormente citados se ha sugerido que la circulación del tránsito podría describirse mejor, considerando tres zonas distintas: una zona de circulación normal o estable, una zona de circulación inestable y una zona de circulación forzada.

Flujo discontinuo. Los mismo problemas encontrados en los estudios de la relación velocidad-volumen se presentan en los estudios de la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo. Sin embargo, se han efectuado con éxito estudios que indican que la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo es muy semejante a la de flujo continuo.

C) Relación volumen-densidad. A velocidad constante, un aumento en la densidad resulta en un incremento proporcional del volumen, y viceversa. En cierto punto, sin embargo, conforme la densidad aumenta, la velocidad disminuye, y la relación se convierte en curvilínea. Finalmente, pasando el punto de desnidad crítica, hau una disminución en el volumen a pesar de que la densidad continúa aumentando.

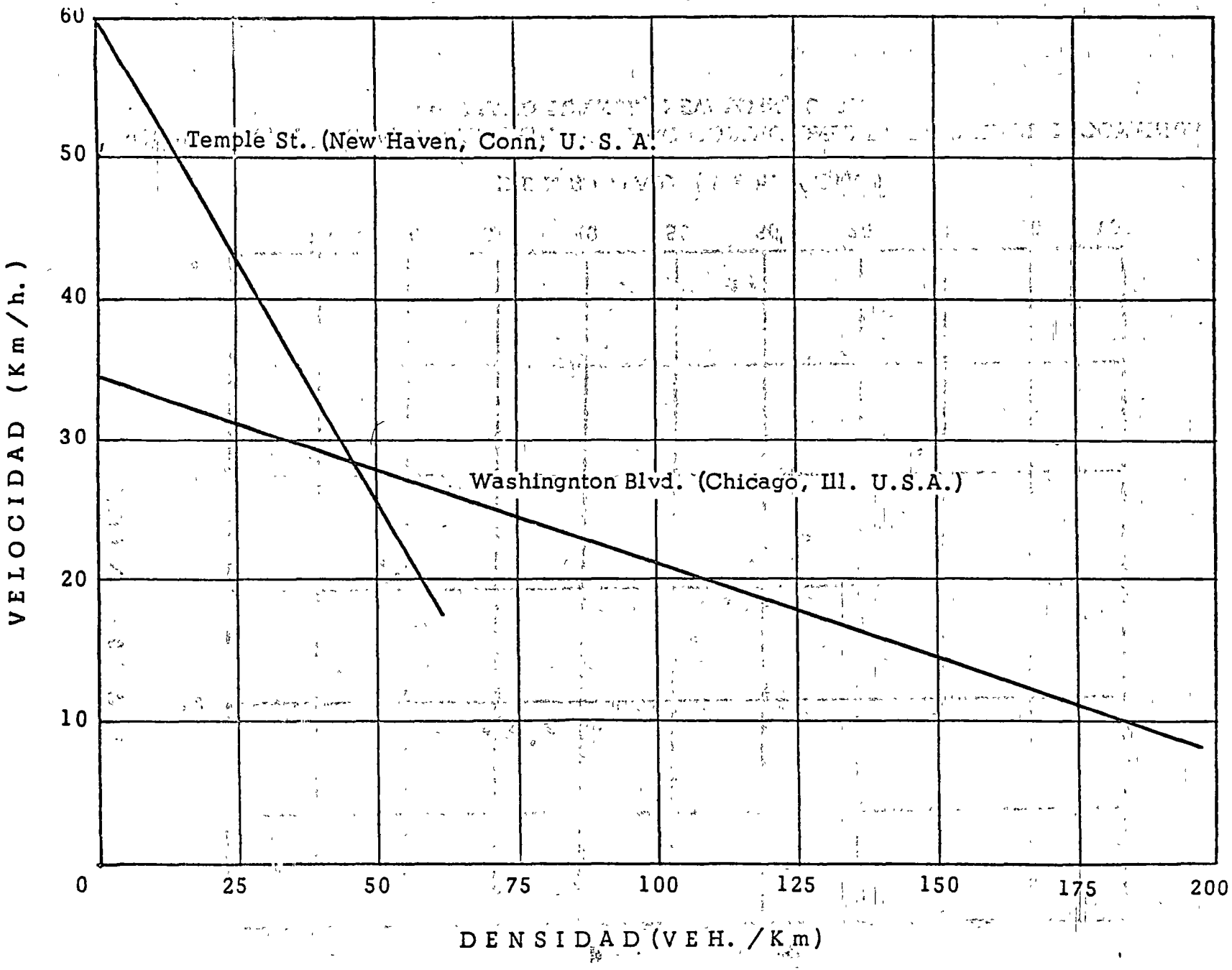



Figura RELACION VELOCIDAD-DENSIDAD BAJO CONDICIONES URBANAS DE FLUJO DISCONTINUO.

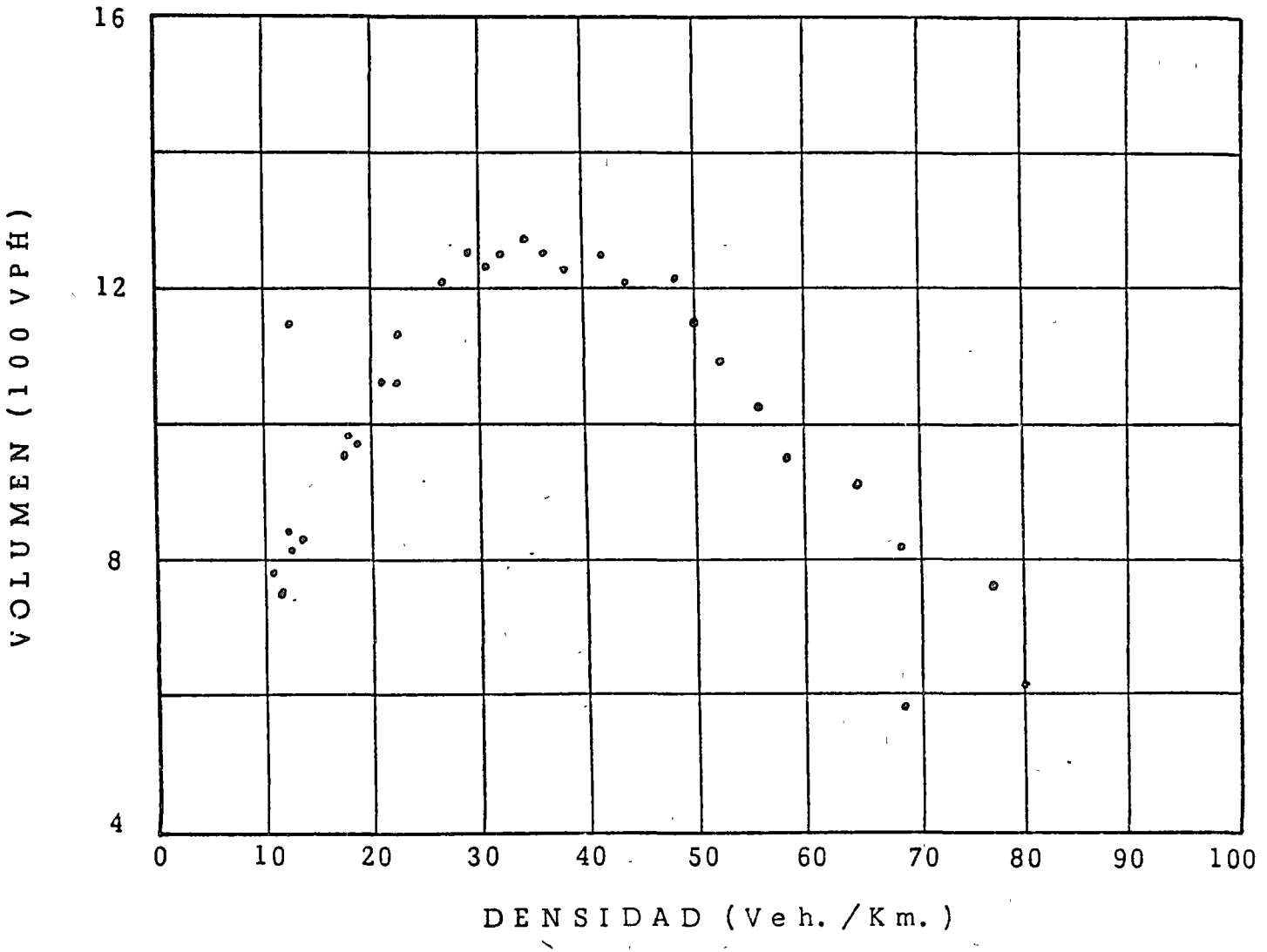
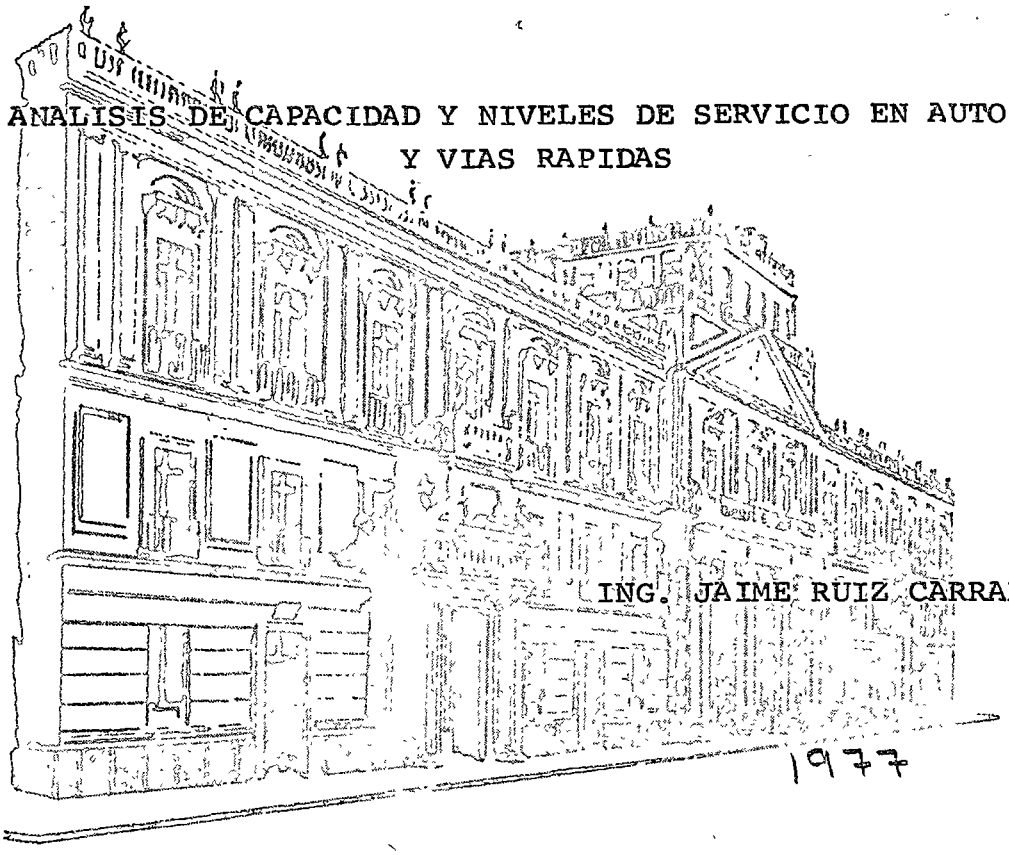



FIGURA RELACION VOLUMEN-DENSIDAD BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA (HOLLAND TUNNEL, NEW YORK, U.S.A.)

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

CAPACIDAD VIAL

# ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS



ING. JAIME RUIZ CARRANZA

1977

# CAPACIDAD VIAL

## Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio en Autopistas y Vías Rápidas

### EJEMPLOS TIPICOS

1.- Determinar los volúmenes de servicio correspondientes a cada nivel de servicio en un tramo de autopista rural de 4 carriles (2 en cada sentido) localizado en terreno plano, con alineamientos ideales (velocidad de proyecto =110 km/h), ancho de carril de 3.65 m, dos acotamientos externos de 3.00 m c/u, dos acotamientos internos de 0.90 m c/u, y faja separadora central de 8.00 m de ancho, si en la corriente del tránsito se tiene un 30% de camiones y un 8% de autobuses; y el factor de la hora de máxima demanda se estima en 0.83.

Solución:

Nivel de Servicio A.-

$$VS_A = 2000 x N x \frac{v}{c} x W x T_L x B_L$$

$N = 2$; $\frac{v}{c} = 0.35$ (Tabla 6-C); $W=0.98$ (Tabla 6-D)

$T_L = 0.77$ (Tablas 6-E y 6-H; para $E_T = 2$)

$B_L = 0.95$ (Tabla 6-E; para $E_B = 1.6$ y $B_L = \frac{100}{100-8+8x1.6}$)

$$VS_A = 2000x2x0.35x0.98x0.77x0.95$$

$$VS_A = 1003 \text{ Veh/h}$$

Nivel de Servicio B.-

$\frac{v}{c} = 0.50$ (Tabla 6-C)

$$VS_B = 2000x2x0.5x0.98x0.77x0.95$$

$$VS_B = 1433 \text{ Veh/h}$$

Nivel de Servicio C.-

$\frac{v}{c} = 0.75x0.83 = 0.6225$ (Tabla 6-C; FHMD = 0.83)

...

$VS_C = 2000x2x0.6225x0.98x0.77x0.95$

$VS_C = 1785$ Veh/h

Nivel de Servicio D.-

$\frac{v}{c} = 0.90x0.83 = 0.747$ (Tabla 6-C; FHMD = 0.83)

$VS_D = 2000x2x0.747x0.98x0.77x0.95$

$VS_D = 2142$ Veh/h

Capacidad.-

$C = 2000xNx\frac{v}{c}xWxT_CxB_C$

$\frac{v}{c} = 1.00$ (Tabla 6-C para nivel de servicio E)

$W = 0.98$ (Tabla 6-D)

$T_C = 0.77$ (para tramos o pendientes específicas $T_C$ es diferente de $T_L$)

$B_C = 0.95$

$C = 2000x2x0.98x0.77x0.95$

$C = 2867$ Veh/h

2.- En un tramo de la Autopista México-Querétaro se tiene un TDPA 1975 de 2,550 Veh/día, con una composición de A=51, B=11 y C=38, un factor direccional D=0.75, un factor de la hora de máxima demanda FHMD=0.77, un factor de variación horaria vh=0.20 para la 30ª hora y un incremento anual del tránsito del 12%.

En ese tramo la autopista tiene cuatro carriles de 3.65 m de ancho c/u., acotamientos externos de 2.80 m c/u, internos de 1.20 m c/u, faja separadora central de 8.00 m y se localiza en terreno de lomerío, con alineamientos para 95 km/h.

a) Determinar el nivel de servicio actual (1977)

b) Determinar la fecha futura en que se llegará al límite entre los niveles de servicio D y E.

...

Solución:

Volumen Horario Actual = TDPAxDxKxvh

TDPA 1975 = 2550 Veh/Día

D = 0.75

vh = 0.20

$K = (1+0.12)^2 = 1.2544$

Volumen horario actual = 2550x0.75x0.20x1.2544

Volumen horario actual = 480 Veh/h (en un sentido)

a) 1er. Tanteo - Nivel de Servicio B

$VS_B = 2000xNx\frac{v}{c}xWxT_LxB_L$

$N = 2$; $\frac{v}{c} = 0.25$; $W = 0.99$; $T_L = 0.47$ $(E_T = 4)$; $B_L = 0.82$ $(E_B = 3)$

$VS_B = 2000x2x0.25x0.99x0.47x0.82 = 382$

$480 > 382$

El Volumen de demanda es mayor que el de servicio

2o. Tanteo - Nivel de Servicio C

$\frac{v}{c} = 0.45x0.77 = 0.3465$

$VS_C = 2000x2x0.3465x0.99x0.47x0.82$

$VS_C = 529$ Veh/h

$480 < 529$

El nivel de servicio actual es C

...

b) $\frac{v}{c} = 0.75x0.77 = 0.5775$

$VS_D = 2000x2x0.5775x0.99x0.47x0.82$

$VS_D = 881$ Veh/h

Volumen horario futuro = 2550x0.75x0.20xK = 382.5 K

VHF = 881 = 382.5K

$K = (1+.12)^n = \frac{881}{382.5} = 2.3033$

n log 1.12 = log 2.3033

$n = \frac{\log 2.3033}{\log 1.12} = \frac{0.36235}{0.049218} = 7.36$ años

1975 + 7 = 1982

El tramo de la autopista empezará a trabajar a nivel E en 1982

3.- Determinar cual es la capacidad del viaducto Piedad donde circulan únicamente vehículos ligeros; considerando una sección transversal compuesta por dos carriles de 3.05 m para cada sentido, con muros verticales en ambos lados a 0.30 m.

Solución:

$C = 2000xNx\frac{v}{c}xWxT_cxB_c$

$N = 2;\ \frac{v}{c} = 1.00;\ W = 0.80;\ T_c = 1.0;\ B_c = 1.0$

C = 2000x2x1.00x0.8 = 3200 Veh/h

<u>Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Carriles múltiples.</u>

1.- En un tramo de la carretera México-Toluca que tiene una pendiente del 5% en 2400m, velocidad de proyecto de 80 km/h: cuatro carriles de

...

3.75 m c/u y acotamientos laterales de 1.20 m, se desea obtener:

a) El volumen de servicio para nivel C

b) La capacidad

La composición del tránsito es A = 80, B = 5 y C = 15

Solución:

a) $VS_C = 2000xNx\frac{V}{C}xWxT_LxB_L$

$N = 2$; $\frac{V}{C} = 0.25$ (Tabla 6-I); $W = 0.98$ (Tabla 6-J)

$T_L = 0.38$ (Tabla 6-F y 6-H para $E_T = 12$)

$B_L = 0.87$ (Tabla 6-G y 6-H para $E_B = 4$)

$VS_C = 2000x2x0.25x0.98x0.38x0.87$

$VS_C = 324$ Veh/h en cada sentido

b) $C = 2000xNx\frac{V}{C}xWxTcxBc$

$N = 2$; $\frac{V}{C} = 1$; $W = 0.98$

$T_C = 0.36$ (Tabla 6-F y 6-H para $E_T = 13$)
$B_C = 0.95$ (Tabla 6-G y 6-H para $E_B = 2$)
$C = 2000x2x1x0.98x0.36x0.95$

$C = 1341$ Veh/h en cada sentido

2.- En que fecha será necesario construir un tercer carril, en una carretera de cuatro carriles de 3.50 m c/u y acotamientos laterales de 1.80 m, con alineamientos para velocidad de 95 km/h, en terreno montañoso y un tránsito actual (1977) de 768 Veh/h en cada dirección, que se incrementa con una tasa anual del 10%, considérese que nunca debe operar a nivel de servicio más bajo que el "D", y que la composición del tránsito es A = 75, B = 10, C = 15.

...

Solución:

Volumen de Servicio a Nivel D

$$VS_D = 2000xNx\frac{v}{c}xWxT_LxB_L$$

$N = 2$; $\frac{v}{c} = 0.85$ (Tabla 6-I); $W = 1.00$ (Tabla 6-J)

(El ancho de carril de 3.50 puede considerarse como óptimo)

$T_L = 0.49$ (Tabla 6-E y 6-H para $E_T = 8$)

$B_L = 0.71$ (Tabla 6-E y 6-H para $E_B = 5$)

$$VS_D = 2000x2x0.85x0.49x0.71$$

$$VS_D = 1183 \text{ Veh/h}$$

$$K = \frac{1183}{768} = 1.54$$

$$K = (1.10)^n = 1.54$$

$$n = \frac{\log 1.54}{\log 1.10} = \frac{0.187521}{0.041393} = 4.53$$

El tercer carril deberá empezar a operar dentro de cuatro años

3.- Calcule el número de carriles que deberá tener una carretera de carriles múltiples proyectada para condiciones ideales, en terreno plano, con un 10% de autobuses en la corriente de tránsito y prohibición para camiones, si se quiere proporcionar un nivel de servicio C, a un tránsito de 4200 Veh/h en cada dirección.

Solución:

$$VS = 4200 = 2000xNx\frac{v}{c}xWxT_LxB_L$$

$N = ?$; $\frac{v}{c} = 0.75$; $W = 1.0$; $T_L = 1.0$; $B_L = \frac{100}{100-10+10x1.6} = 0.94$

$$N = \frac{4200}{2000x0.75x0.94} = \frac{4200}{1410} = 2.98$$

Tres carriles por sentido

...

Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de dos Carriles

1.- Una carretera tipo C localizada en zona montañosa, está proyectada para una velocidad de 50 km/h, tiene un ancho de corona de 7.00 m, un ancho de calzada de 6.00 m y un 20% de su longitud con tramos que permiten la maniobra de rebase.

Si la composición del tránsito es A = 50, B = 10 y C = 40, y la variación horária correspondiente a la 50ª hora es de 0.10, determine el TDPA, que como máximo, puede circular por este tipo de carretera.

Solución:

$$C = 2000xNx\frac{V}{C}xWxTcxBc$$

$N = 1.0$; $\frac{V}{C} = 1.0$, $W = 0.69$ (Tabla 6-L)

$Tc = 0.19$ (Tablas 6-M y 6-H para $E_T = 12$)

$Bc = 0.67$ (Tablas 6-M y 6-H para $E_B = 6$)

$$C = 2000x0.69x0.19x0.67$$

$$C = 176 \text{ Veh/h}$$

$VH = TDPAxvh$; $vh = 0.10$

$$TDPA = \frac{176}{0.1} = 1760 \text{ Veh/día}$$

2.- Un gran tramo de la carretera Matehuala-Saltillo, se localiza en terreno plano, con alineamientos proyectados para velocidad de 110 km/h, tiene 13.00 m de corona y 7.30 m de calzada, con visibilidad de rebase en la totalidad del tramo.

La demanda actual del tránsito es de 3300 Veh/día y la composición es de A = 60, B = 5 y C = 35, el factor de la 30ª hora es de 0.12 y la tasa de incremento anual del tránsito del 8%.

Obtener:

a) El nivel de servicio que actualmente proporciona

b) La capacidad del tramo, en vehículos diarios

c) El nivel de servicio dentro de 12 años, considerando que la composición del tránsito será de A = 80, B = 5 y C = 15.

...

b) $C = 2000xNx\frac{V}{C}xWxT_{\mathfrak{C}}xB_{\mathfrak{C}}$

$N = 1.0;\ \frac{V}{C} = 1.0;\ W = 1.0;\ T_{\mathfrak{C}} = \frac{100}{100-35+35x2} = 0.74$

$B_{\mathfrak{C}} = \frac{100}{100-5+2x5} = 0.95$

$C = 2000x0.74x0.95 = 1406$ Veh/h

$1406/0.12 = 11,717$ Veh/día

c) Volumen futuro (12 años) $= 3300x(1.08)^{12} = 8310$ Veh/d

$8310x0.12 = 997$ Veh/h

1er. Tanteo - Nivel de Servicio C

$VS_C = 2000xNx\frac{V}{C}xWxT_LxB_L$

$N = 1.0;\ \frac{V}{C} = 0.70;\ W = 1.0,\ T_L = \frac{100}{100-15+15x2.5} = 0.82$

$B_L = \frac{100}{100-5+5x2} = 0.95$

$VS_C = 2000x0.70x0.82x0.95 = 1091$ Veh/h

El Nivel de Servicio dentro de 12 años será "C"

3.- ¿Cuáles serán las especificaciones más económicas con que se deberá proyectar una carretera de dos carriles, en un tramo de 5 km que tiene una pendiente sostenida del 4% con visibilidad total para rebase, si se quiere proporcionar un nivel de servicio C, para un volumen horario de 120 vehículos que comprenden un 30% de camiones tipo DE-610?

Solución:

$E_T = 16$ (Tabla 6-N, para Relación peso potencia = 120 kg/HP)

$T_L = \frac{100}{100-30+30x16} = 0.18$

Si se considera W = 1.0 (Carriles de 3.65 m y distancia a obstáculos laterales mayor de 1.80)

La relación $\frac{V}{C}$ sería

$$\frac{V}{C} = \frac{120}{2000 \times 0.18} = 0.33$$

Observando la tabla 6-K, lo más económico es utilizar velocidad de proyecto de 70 km/h, con un 40% de visibilidad de rebase

sección transversal para lograr una mayor economía.

Considerando carriles de 3.35 m y acotamientos de 0.60 m

W = 0.72 (Tabla 6-L)

$$\frac{V}{C} = \frac{120}{2000 \times 0.72 \times 0.18} = 0.46$$

En la tabla 6-K se observa que para velocidad de 70 km/h se necesita ahora un 80% de visibilidad de rebase

Como no hay problema para lograr una mayor longitud de rebase, se puede disminuir aún más la sección transversal:

Carriles de 3.05 m y acotamientos de 0.60 m

W = 0.65

$$\frac{V}{C} = \frac{120}{2000 \times 0.65 \times 0.18} = 0.51$$

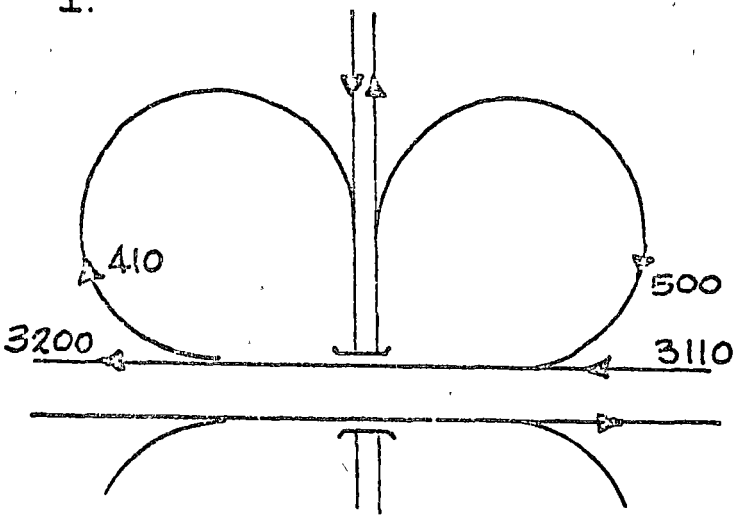
De la tabla 6-K se obtiene ahora un 100% de visibilidad de rebase, por lo que el tramo deberá proyectarse para 70 km/h, con ancho de calzada de 6.10 m y ancho de corona de 7.30 m

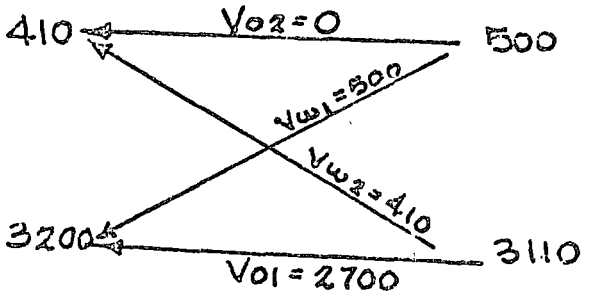
# CAPACIDAD VIAL

## Análisis de Capacidad y Volúmenes de Servicio en Zonas de Entrecruzamiento

### PROBLEMAS TIPICOS

1.-




Los volúmenes horarios de proyecto, para el entronque en trebol de una autopista rural, se muestran en el croquis. Determine si se justifica o no, con base a la longitud de entrecruzamiento y al número de carriles, la construcción de una calle lateral en la zona del entronque. El nivel de servicio en la autopista es C, y el FHMD de 0.91.

Se tiene un 6% de camiones en el tránsito, y en la autopista, carriles de 3.65 metros de ancho, acotamientos contínuos de 3.05 m y una pendiente longitudinal descendiente del 2%

Solución:

Se considera que en una pendiente del - 2% la equivalencia de vehículos pesados es la correspondiente a un tramo a nivel; de la Tabla 6-F; $E_T = 2$ y para un 6% de camiones $T_L = 0.94$ (Tabla 6-H)

$$Vw_1 + Vw_2 = \frac{500+410}{0.94} = 970 \text{ Veh/h (ligeros)}$$

En la Tabla 6-R para nivel de servicio C, se obtiene una calidad de flujo II para la autopista sin calle lateral, y calidad de flujo III para el caso de entronque o sea con la calle lateral.

a) Para el caso de no utilizar calle lateral, el valor de k debe ser 2.6 para flujo II y usando la figura 6-30 para $Vw_1+Vw_2 = 970$, la longitud de entrecruzamiento requerida es de 400 m.

...

De la Tabla 6-C se obtiene, para FHMD=0.91 y autopista de 4 carriles, un volumen de servicio para nivel C, de 2750/2 = 1375 Vehículos ligeros por - carril como promedio. Valor que es aceptable de acuerdo con la Tabla 6-P.

$$VS = 1375x0.94 = 1290 \text{ Veh/h}$$

con lo que se calcula el número de carriles necesarios.

$$V = 2700+0+410+500 = 3610 \text{ Veh/h}$$

$$N = \frac{V+(k-1)Vw_2}{VS}$$

$$N = \frac{3610+1.6x410}{1290} = 3.3$$

Cuatro Carriles

b) Con Calle Lateral

k=3.0 para calidad de flujo III

De la figura 6-30 para $Vw_1+Vw_2 = 970$ la longitud requerida de entrecruzamiento es de 150 m

El volumen de tránsito en la calle lateral es solo de 500+410 = 910 -- Veh/h, que con el efecto del entrecruzamiento se convierte en:

$$V = 500+3x410 = 1730 \text{ Veh/h}$$

y el número de carriles en la calle lateral:

$$N = \frac{V}{VS} \qquad N = \frac{1730}{1290} = 1.3$$

o sean 2 carriles

el número de carriles en la autopista:

$$N = \frac{V}{VS} \qquad N = \frac{2700}{1290} = 2.09$$

Dos Carriles

Aún cuando el número total de carriles en ambos casos es igual (cuatro), el hecho de que sin calle lateral se requiera de una longitud de entrecruzamiento de 400 m que es impráctica para este tipo de entronque por la

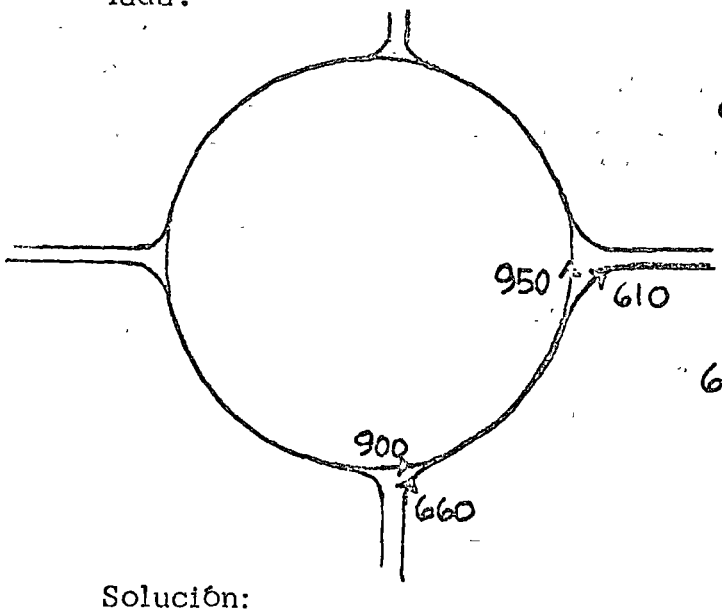
...

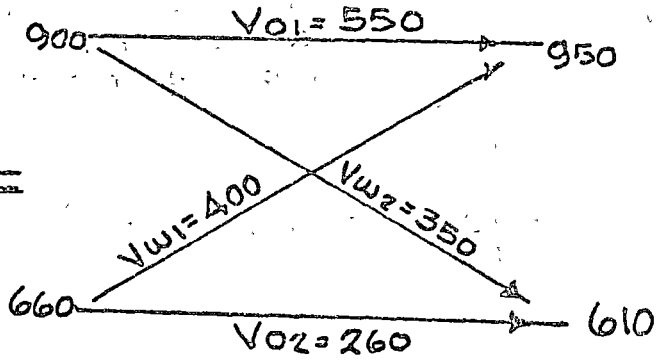
gran afectación de terrenos que originaría esta larga separación de las gazas, justifica la construcción de la calle lateral con lo que la separación entre rampas será solo de 150 m.

2.- La glorieta mostrada en el croquis, está ubicada en una avenida urbana, sin control de accesos y estacionamiento permitido, en zona comercial con movimiento de peatones en su periferia y el porcentaje de vehículos pesados es de un 10%, con una equivalencia de 2.

Dadas las distintas restricciones existentes en las avenidas que convergen a la glorieta se ha establecido como promedio un volumen de servicio de 900 vehículos ligeros por hora y por carril.

Encontrar para los volúmenes máximos mostrados, la longitud y el número de carriles deseables y mínimos en la zona de entrecruzamiento señalada.




Solución:

De la Tabla 6-H para $E_T = 2$ y $P_T = 10\%$ se obtiene $T_L = 0.91$ con lo que

$$\frac{V_{w1}+V_{w2}}{T_L} = \frac{400+350}{0.91} = 825 \text{ Veh/h (ligeros)}$$

En la tabla 6-R se observa que para un nivel de servicio A ó B (deseable) la calidad del flujo es III y para un nivel D (mínimo) es de IV.-

Usando la figura 6.30 se obtienen las siguientes longitudes de entrecruzamiento:

Deseable (III) L = 120 m

Mínima (IV) L = 40 m

El número de carriles en ambos casos (k = 3) es de:

$$N = \frac{V+(k-1)Vw}{SV} = \frac{1560+(3-1)350}{900x0.91} = 2.76$$

Tres Carriles Además del destinado para el estacionamiento.

Análisis de Capacidad y Volúmenes de Servicio en Vías de Enlace

1.- La distancia entre gazas de un entronque en trebol ubicado en una autopista de cuatro carriles (dos en cada sentido) es de 120 m. El volumen de tránsito en la autopista es de 1800 Veh/h por sentido. Si se desea proporcionar una convergencia con nivel de servicio B, ¿Cuál es el el máximo volumen que debe circular por la rampa de acceso? Las condiciones geométricas y del tránsito son ideales.

Solución:

Al aplicar la figura 6.36 se tienen dos ecuaciones a escoger dependiendo del volumen en la rampa(Vr.)

Asumiendo que Vr será menor de 600 Veh/h, aplicamos la ecuación (a)

$$V_1 = 166+0.28\ V_f$$

$$V_1 = 166+0.28x1800 = 670 \text{ Veh/h}$$

En la tabla 6-S se indica un volumen de 1200 Veh/h como aceptablepara convergencia a nivel B, por lo que el volumen en la rampa debe ser como máximo

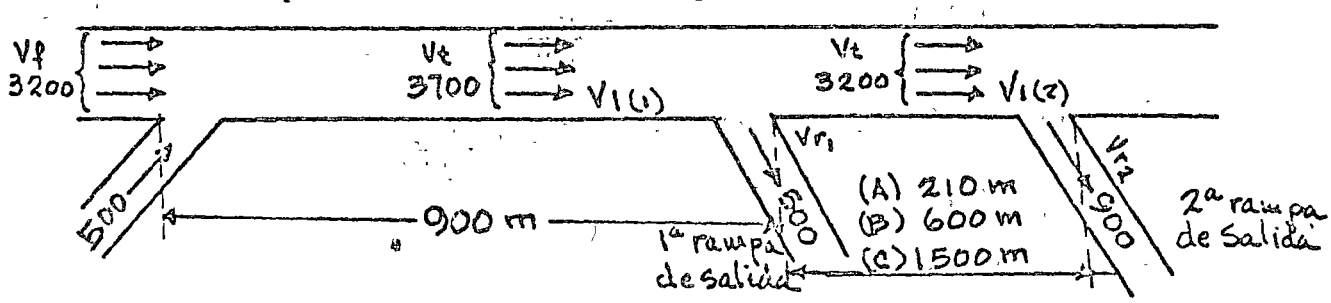
$$VR = 1200 - V_1$$

$$VR = 1200 - 670 = 530 \text{ Veh/h}$$

Si esta diferencia hubiera sido mayor de 600, se utilizaría la ecuación (b) con el valor de Vr obtenido con la primera fórmula.

...

2.- Se tiene una autopista de seis carriles con la geometría y volúmenes de tránsito que se muestran en el croquis.




Se tiene un factor de la hora de máxima demanda de 0.83, menos de un 5% de camiones y pendientes menores del 2%

Determinese si los volúmenes de divergencia ($V_1$) antes de las rampas de salida cumplen con los requisitos del nivel de servicio C, paralas tres - condiciones de separación entre estas rampas (A) 210 m, (B) 600 m y (C) - 1500 m

Solución:

(A) para distancia de 210 m.-

Ecuación de la figura 6.41

Nota: Cuando dos rampas de salida estan separadas 250 m o menos, se considera que el tránsito que va a usar la segunda rampa circula por el carril No.1, desde antes de la primera rampa.

Análisis de la Primera Divergencia

$$V_1 = +94+0.231\,V_t+0.473\,(Vr_1+Vr_2)+65.5\left(\frac{Vu}{Du}\right)$$

$$V_1 = +94+0.231(3,700)+0.473(500+900)+65.5\left(\frac{500}{900}\right)$$

$$V_1 = 1647 \text{ Veh/h}$$

De la Tabla 6-S el volumen de servicio máximo en la divergencia, para nivel C y FHMD = 0.83, es de 1500 Veh/h.

Dado que 1647 es mayor que 1500; no se cumple con el nivel C.

...

Análisis de la 2a. Divergencia

$$V_1 = +94+0.231\,V_t+0.473\,Vr_2+65.5\,\frac{Vu}{Du}$$

$$V_1 = +94+0.231(3200)+0.473(900)+65.5\,\left(\frac{500}{1110}\right)$$

$$V_1 = 1288 \text{ Veh/h}$$

Si cumple con el nivel C.

(B) Para una separación entre rampas de 600 m:

Cuando las rampas de salida están distanciadas entre 240 m y 1200 m, se utiliza la fig. 6-53 (caso I) para determinar el número de vehículos que con destino a la segunda rampa circula por el carril No.1 antes de la primera rampa.

Análisis de la Primera Divergencia:

De la fig. 6.53 se observa que a 600 m de la rampa, circula por el carril No.1 un 63% del $Vr_2$.-

$$V_1 = +94+0.231\,V_t+0.473\,(Vr_1+0.63\,Vr_2)+65.5\,\left(\frac{Vu}{Du}\right)$$

$$V_1 = +94+0.231(3700)+0.473(500+0.63x900)+65.5\,\left(\frac{500}{900}\right)$$

$$V_1 = 1489 \text{ Veh/h}$$

1489 es menor que 1500 por lo que

Si se cumple con el nivel C.

Análisis de la Segunda Divergencia

$$V_1 = +94+0.231(3,200)+0.473(900)+65.5\,\left(\frac{500}{1500}\right)$$

$$V_1 = 1280 \text{ Veh/h}$$

1280 también es menor de 1500 por lo que si cumple con el nivel C

(C) Para distancia entre rampas de 1500 m.

Cuando las rampas de salida están separadas más de 1200 m, se considera

...

que la segunda rampa no tiene ningún efecto sobre la primera, ni tampoco afecta la rampa de entrada anterior.

Análisis de la Primera Divergencia

$$V_1 = +94+0.231\,(3700)+0.473(500)+65.5\,\left(\frac{500}{900}\right)$$

$V_1 = 1221$ Veh/h

$1221 < 1500$ Nivel C.

Análisis de la Segunda Divergencia

$$V_1 = +94+0.231\,(3200)+0.473(900)+65.5(0)$$

$V_1 = 1259$ Veh/h

$1259 < 1500$ Nivel C.

Verificando el nivel de servicio, con el mayor volumen, en la autopista, se tiene que $3700 < 4000$ (Tabla 6-S) por lo que también se cumple con el nivel C.

Conclusiones:

Los resultados indican que, para los volúmenes indicados, el nivel de servicio C no se cumple, únicamente antes de la primera divergencia, cuando la separación entre rampas de salida es de 210 m.

Alternativas de Solución:

1) Aceptar un nivel de servicio D en la zona crítica

2) Separar las rampas a un mínimo de 600 m (en el caso (B) $1489 \doteq 1500$)

3) Diseñar un carril de desceleración antes de la primera divergencia, para que disminuya el número de vehículos en el carril No.1.

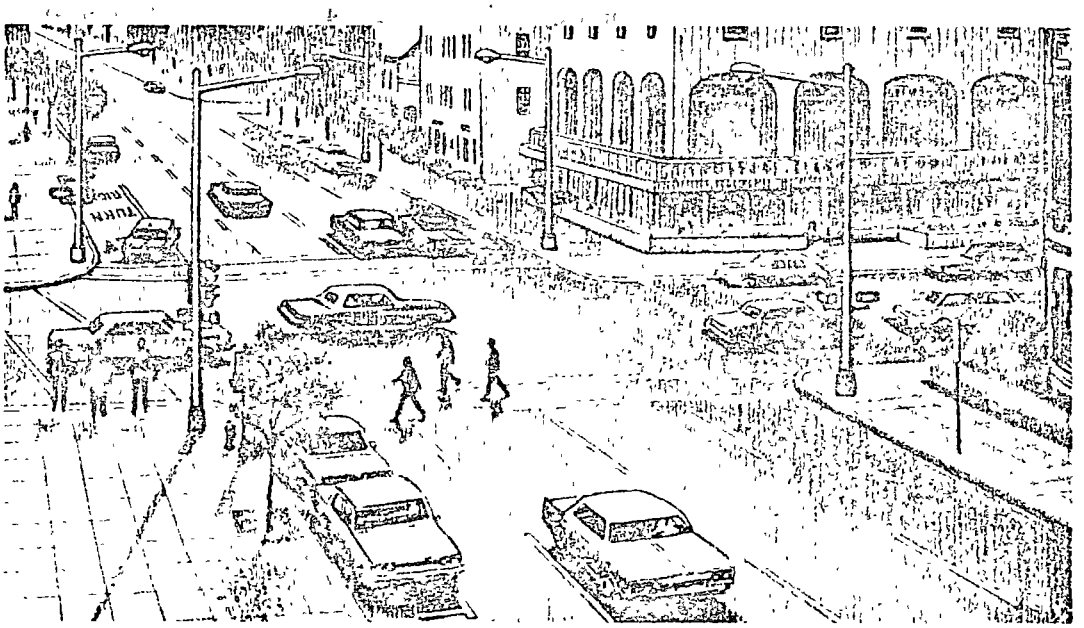
4) Aumentar un carril adicional entre la rampa de entrada y la primera rampa de salida.

Public Roads

A JOURNAL OF HIGHWAY RESEARCH

# Capacity Analysis Techniques for Design of Signalized Intersections

(Reprinted from August 1967 and October 1967 issues of PUBLIC ROADS, A Journal of HIGHWAY RESEARCH, Vol. 34, Nos. 9 and 10)



RESEARCH & DEVELOPMENT REPORT

BPR R&D

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION
FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION
BUREAU OF PUBLIC ROADS

This publication is a reprint of an article by Jack E. Leisch that was published in two installments in the August 1967 and October 1967 issues of *PUBLIC ROADS, A Journal of Highway Research*, vol. 34, Nos. 9 and 10.

The originally published material has been rearranged so that the 20 highway-capacity charts (nomographs) appear at the end of the article. Each page containing a chart is a right-hand page and is indexed by a number and a symbol at the upper outside corner to facilitate identification of the chart. A chart thus can be located by riffling the pages.

## CONTENTS


*Introduction*

Development of Capacity Charts ..... 1
Capacity and Levels of Service ..... 2
Factors Affecting Intersection Capacity ..... 4
Design of Nomographs ..... 4

*Part 1.—2-Way Facilities*

Intersections With Average Conditions ..... 6
Streets Without Parking ..... 6
Streets With Parking ..... 7
Rural Conditions ..... 8
Intersections With Separate Turning Lanes ..... 8

*Part 2.—1-Way Facilities*

Intersections With Average Conditions ..... 13
Streets Without Parking ..... 13
Streets With Parking—One Side ..... 13
Streets With Parking—Both Sides ..... 13
Intersections With Separate Turning Lanes ..... 13

*Part 3.—Special Conditions*

Determination of Levels of Service Other Than at the Designated Design Capacity ..... 14
Signal Systems Other Than Fixed Time ..... 14
Intersections With High Peaking Characteristics ..... 15
Widened Approaches ..... 15
Check for Capacity of Left-Turn ..... 16
Non-Deterring Turning Movements ..... 16
Left-Turn Lane on Advance Green Indication ..... 18
Right-Turning Movement—Continuous, Controlled by Yield Sign, or Permitted on Red After Stop ..... 20
Capacity Controlled by Intersection Exit ..... 20
2-Lane Turning Movements ..... 22
T and Y Intersections ..... 24
Multiple-Type Intersections ..... 26

*Part 4.—High-Type Facilities and Interchanges* ..... 28

*Part 5.—Overall Intersection Capacity* ..... 48



**U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION**

ALAN S. BOYD, Secretary

**FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION**

LOWELL K. BRIDWELL, Administrator

**BUREAU OF PUBLIC ROADS**

F. C. TURNER, Director

# Capacity Analysis Techniques for Design of Signalized Intersections

Sponsored by the
OFFICE OF ENGINEERING AND OPERATIONS
BUREAU OF PUBLIC ROADS

by [1] JACK E. LEISCH, Vice President and Chief Highway Engineer, DeLeuw, Cather & Co. of Canada Ltd.

## INTRODUCTION

*After publication of the 1950 Highway Capacity Manual, the author presented a procedure for the graphic solution of the capacity of signalized intersections to simplify the work required by the computational procedures in the Manual. Publication of the 1965 Highway Capacity Manual has provided a revised and comprehensive basis for computations of signalized intersections. Many users of the graphic procedure had expressed a desire for revised charts that reflected the revisions in the new Manual.*

*In this article, which will be presented in two installments, the author has again filled the need for a graphic procedure incorporating current knowledge. In addition to updating the original charts, new charts have been prepared to cover capacity procedures for which calculations previously required extensive application of judgment. Full discussion of the principles and procedures in the application of the charts in addition to sample problems have been included. The information presented provides a graphic procedure for the capacity analysis of most signalized street and highway intersections.*

*The current set of charts comprises 20 nomographs. Eighteen of the nomographs are presented in this first installment together with the appropriate application procedures and sample problem. The other two nomographs and the remainder of the article will be included in the second installment to be published in the October issue, Vol. 34, No. 10, of PUBLIC ROADS.*

HIGHWAY CAPACITY has become recognized as an essential discipline of highway planning and design. Its importance became apparent with the publication of the 1950 *Highway Capacity Manual* (*1*),[2] which has been superseded by a 1965 *Highway Capacity Manual* (*2*), hereafter referred to as the *Manual*. This new publication was based on considerable research and operational experience; it is a sophisticated and highly useful tool for the traffic and highway engineer in the planning, design, and operation of highways and highway systems.

Capacities of streets and the many interchanges associated with freeways in urban areas are determined largely by the at-grade intersections and ramp terminals. To make less cumbersome the capacity analyses required for design of intersections, a set of nomographs based on the 1950 *Highway Capacity Manual* was prepared and published in a 1951 issue of *Public Roads, A Journal of Highway Research* (*3*). Because of the popularity of the nomographic procedure and its adoption by numerous agencies, a revised set of charts, based on the data of the 1965 *Manual* has been developed. These charts and explanations for their use are reproduced in this article.

### *Development of Capacity Charts*

The nomographs printed here generally conform to the format of those originally charted (*3*) so that a person familiar with the previous charts can use the new charts without having to learn a different procedure. The nomographs have been devised to simplify and reduce the work that otherwise would be required by the long-hand, computational procedures set out in chapter 6 of the *Manual*.

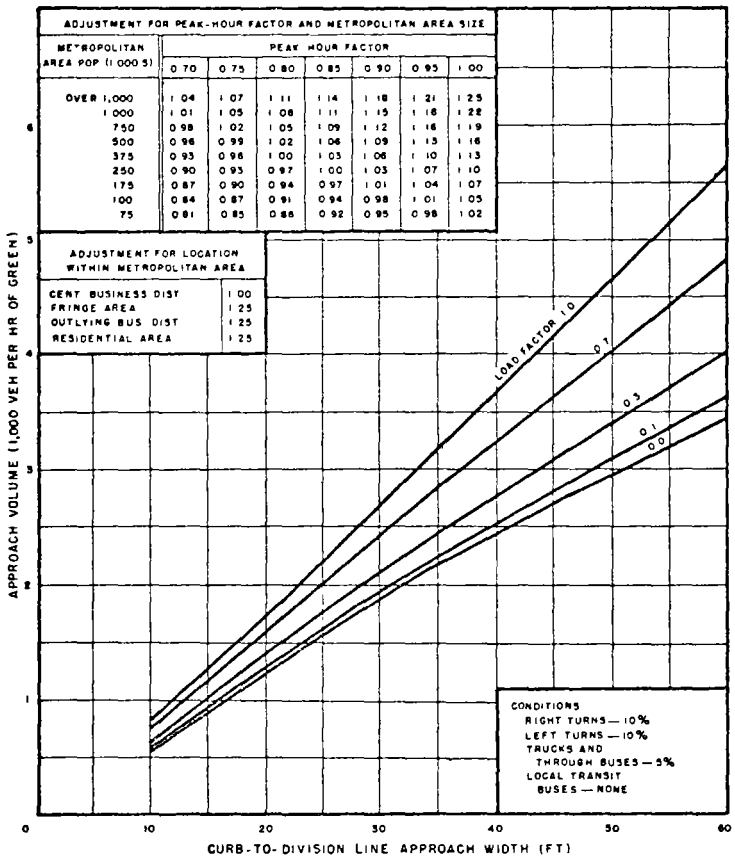
The basic data for intersection capacities are shown in figures 1 and 2 for 1-way and 2-way streets, without parking and with parking, expressed in terms of volumes on one approach—vehicles per hour of green—observed for different conditions of loading, metropolitan area size, peak hour factor, and location within the metropolitan area. The results are representative of average conditions derived from actual observations of some 1,100 intersection approaches. The average conditions are indicative of 10-percent right turns, 10-percent left turns, 5-percent trucks and through buses, and no local bus stops for pickup and discharge of passengers in the vicinity of the intersection approach.

Attainable volume of discharge (service volume) per approach, shown in figures 1 and 2, for a given or desired degree of loading must be adjusted for specific conditions. The additional adjustment factors are applied as multipliers in accordance with the values and instructions described in the *Manual*, pages 138–143. These include adjustments for the *G/C* ratio (signal timing), turning movements, proportion of trucks and through buses, and

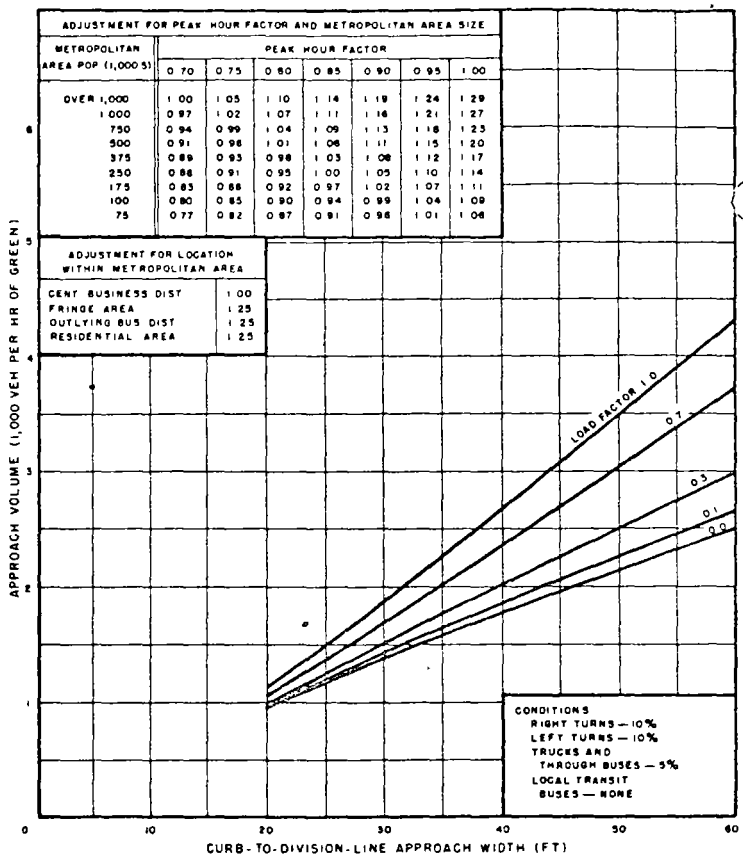
---

[1] Mr. Leisch was formerly Chief of Design Development Branch, Bureau of Public Roads. Mr. Leisch acknowledges the assistance of DONALD W. LOUTZENHEISER, WILLIAM P. WALKER, and DONALD B. LEWIS of the Bureau of Public Roads who provided guidance during preparation of the material and reviewed the completed work. JOEL P. LEISCH and ARNE HAALAND of DeLeuw, Cather & Co. of Canada Limited also assisted in preparation of material and development of charts.

[2] References identified by italic numbers in parentheses are listed on p. 208.




A. Two-way street without parking (Manual Fig. 6.8)




B. Two-way street with parking (Manual Fig. 6.9)

*Figure 1.—Urban intersection approach service volumes, basic data for 2-way streets.*

bus stops. The charts presented here incorporate all of these adjustments, so that for any known condition, the intersection capacity can be obtained directly without reference to the *Manual* adjustment values In constructing the charts, all of the adjustments have been precisely accounted for and no short cuts or approximations have been made, except for slight consolidation of values in the right- and left-turn adjustments in charts 3–15 Therefore, the results obtained by the use of these charts, for all practical purposes, are the same as those that would be obtained by use of the method in the *Manual*. Several refinements and additional (rational) procedures for conditions not covered in the *Manual* are also presented. These are included under *Special Conditions, Part 3*, and in charts 17 and 18 for separate turning lanes.

## Capacity and Levels of Service

The *1950 Highway Capacity Manual* (*1*) related the ability of a highway to carry traffic to two levels—*practical capacity* and *possible capacity*. *Practical capacity* is the maximum number of vehicles that can be accommodated under prevailing roadway and traffic conditions without unreasonable delay or restriction to the driver's freedom to maneuver. *Possible capacity* represents the maximum number of vehicles that can be accommodated under prevailing roadway and traffic conditions, regardless of the effect of delaying drivers and restricting their freedom to maneuver.

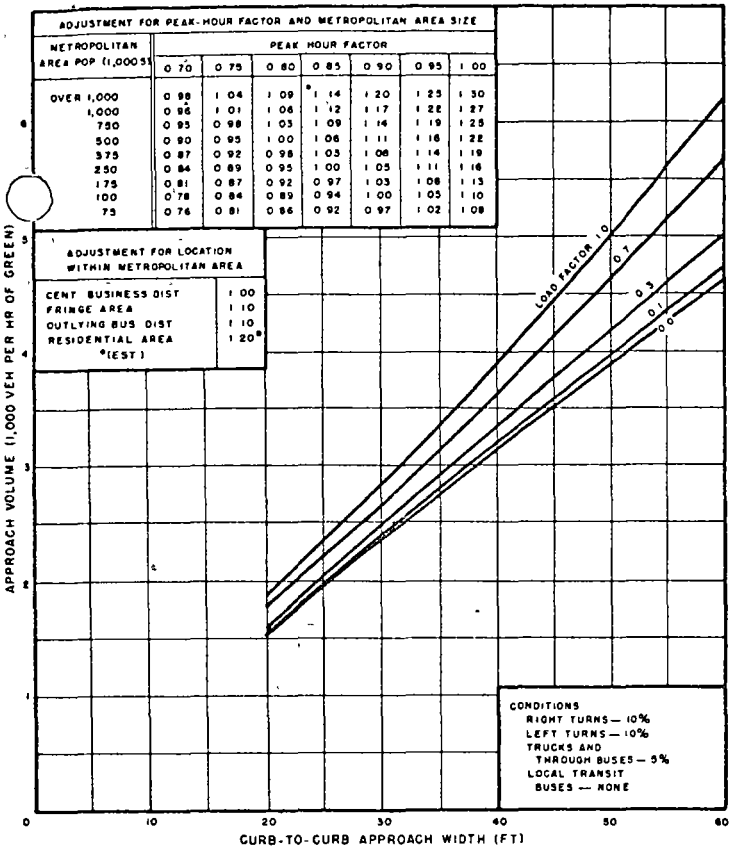
Design policies of the American Association of State Highway Officials (AASHO), published during the 1950's, accepted this concept and used the same terms for *capacity* The AASHO practice, however, produced an additional term *design capacity* defined as the *practical capacity* or lesser value determined for use in designing the highway to accommodate the design volume. The original capacity charts (*3*) were predicated on *design capacity*, an adjusted value generally less, numerically, than *practical capacity*, whereas *possible capacity* was evaluated by application of appropriate conversion factors to *design capacity*.

The *Manual* (*2*) introduced the *level of service* concept, eliminated the terms *practical capacity* and *design capacity*, and substituted the single word *capacity* for what had been referred to as *possible capacity*. The six *levels of service* A through F designated in the *Manual* are a qualitative measure of operating conditions from excellent to intolerable, including *capacity*. *Level of service* constitutes the composite effect of speed and traveltime, traffic interruptions, freedom to maneuver, safety, driving comfort and convenience, and operating costs. An attainable hourly volume of traffic, or a maximum *service volume*, is designated in the *Manual* for each *level of service*. A *service volume* is the maximum number of vehicles that can be accommodated during a specified time period while operating conditions are maintained that correspond to the selected or specified *level of service*

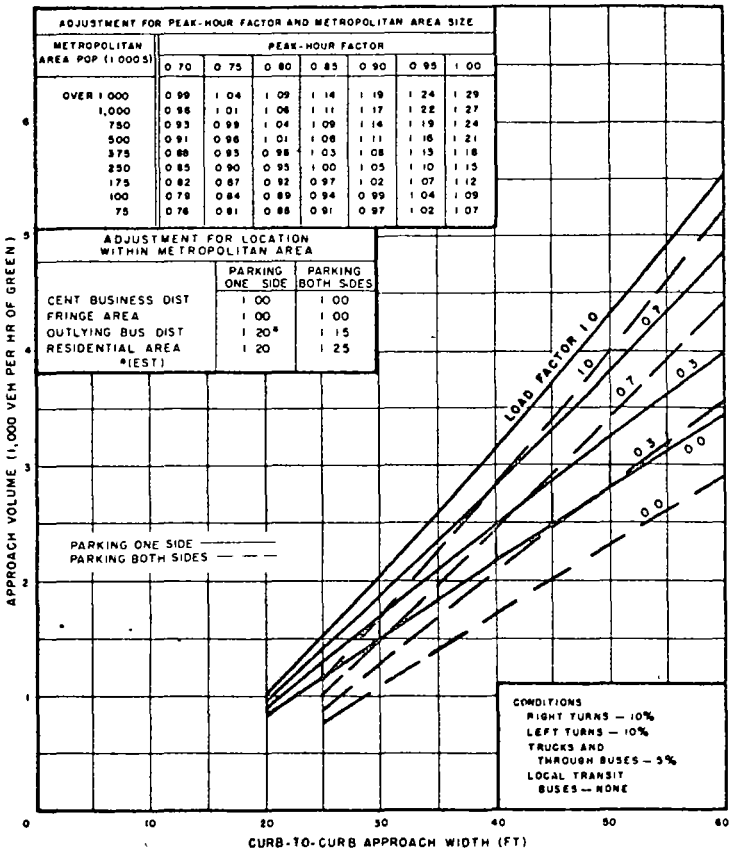
**Table 1.—Levels of service as related to load factor for individual isolated intersection approaches** [1]

| Level of service | Traffic flow description | Load factor |
|---|---|---|
| A | Free flow | 0 0 |
| B | Stable flow | ≤0 1 |
| C | Stable flow | ≤0 3 |
| D | Approaching unstable flow | ≤0 7 |
| E | Unstable flow—capacity | ≤1 0 |
| F | Forced flow | -------- |

[1] *Highway Capacity Manual*, 1965, p 131.




A. One-way street without parking (Manual Fig. 6.5)




B. One-way street with parking (Manual Figs. 6.6 and 6.7)

*Figure 2.—Urban intersection approach service volumes, basic data for 1-way streets.*

The 1965 AASHO Policy on Geometric design of Rural Highways (*4*) refers to the *Manual* for basic values, but as in the previous policies, continues to use the terms *design capacity* and *possible capacity*. Although the terminology is different, the overall concepts in each publication are compatible. For example, the AASHO terminology *design capacity* is the same in essence as the *Manual* terminology *maximum service volume* for a selected *level of service*. Also, numerically, the AASHO terminology *possible capacity* is identical to the *Manual* terminology *capacity*. The relations presented in the charts, therefore, are equally applicable to the *Manual* and to the AASHO procedures.

The *load factors* ranging from 0.0 to 1.0, as shown on the curves of the basic data in figures 1 and 2, are indicative of *levels of service*. The *load factor* is a ratio of the number of green signal intervals that are fully utilized by traffic during the peak hour to the total number of green intervals for that approach during the same period. For intersection conditions, the *Manual* considers the load factor as an appropriate measure of the *levels of service*, since the loading is something the driver sees and interprets in terms of degree of congestion. The relation is shown in table 1.

*Level of service* B—*load factor* of not more than 0.1—is considered in the *Manual* to be suitable for design of intersections under typical rural conditions. *Level of service* C—*load factor* of not more than 0.3—normally is recommended for design of intersections in urban areas. *Level of service* E with operation at a load factor of 0.85 is taken to be representative of *possible capacity*. Although a factor of 1.0 sometimes may be approached, a lesser factor such as 0.85 generally indicates the maximum loadings that can be achieved repetitively and sustained over a period of 1 hour. Using these load factors, the relation between *design capacity* and *possible capacity*, for rural intersections and for different street types in urban areas, are summarized in table 2. The values shown are the ratios of attainable volumes per hour of green (average conditions) at 0.3 load factor (0.1 for rural conditions) to the attainable volumes at 0.85 load factor. Therefore, *design capacity* can be converted directly to *possible capacity* by multiplying *design capacity* by the appropriate factor (*f*) in table 2.

**Table 2.—Factor *f* for conversion of design capacity to possible capacity**

| Street type and parking conditions | Factor *f* [1] when $W_A$, in feet, is— | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| 2 way | | | | | | | | | |
| No parking | 1.20 | 1 20 | 1 20 | 1 20 | 1 21 | 1 23 | 1.25 | 1 27 | 1 30 |
| With parking | ------ | ------ | 1 10 | 1 14 | 1 18 | 1 21 | 1 25 | 1 31 | 1 34 |
| Rural [2] | 1 28 | 1 28 | 1 28 | 1 30 | 1 32 | 1 35 | 1 38 | 1 41 | 1 44 |
| 1 way | | | | | | | | | |
| No parking | ------ | ------ | 1 15 | 1 13 | 1 12 | 1 12 | 1 13 | 1 15 | 1 17 |
| Parking one side | ------ | ------ | 1 10 | 1 13 | 1 16 | 1 18 | 1 20 | 1 25 | 1 30 |
| Parking both sides | ------ | ------ | ------ | 1 25 | 1 25 | 1 25 | 1 27 | 1 32 | 1 37 |

[1] Ratio of attainable volume at 0 85 load factor to that at 0 30 load factor, except for rural conditions
[2] Ratio of attainable volume at 0 85 load factor to that at 0 10 load factor

Although the charts are based on *design capacity* (*service level* C for urban conditions and *service level* B for rural conditions), conversion to any other *level of service* can be achieved by the use of factors ($f$) in table 3 for 2-way facilities and in table 4 for 1-way facilities. Thus, the charts may be used with equal facility to find *design* and *possible capacities* in accordance with AASHO practice, or to find *maximum service volumes* for any desired level of service, A to E, in accordance with the *Manual* procedure.

## *Factors Affecting Intersection Capacity*

The charts, together with the designated procedure, incorporate all factors affecting intersection capacity covered in the *Manual*. These factors, which are listed below, also indicate the data needed to analyze the capacity of a given intersection or to determine its required geometry for a given traffic volume, and they are accounted for in the charts either directly or in combination with supplementary charts or tables.

*Basic Physical and Operating Conditions:*
- One-way or two-way operation,
- Parking condition, and
- Width of approach.

*Environmental Conditions*
- Metropolitan area population,
- Location within metropolitan area,
- Peak-hour factor, and
- Load factor.

*Traffic Characteristics*
- Traffic volume to be served on each approach,
- Turning movements,
- Trucks and through buses, and
- Local buses (bus stops).

*Control Measures*
- Traffic signals—functional type and phasing—and
- Degree of channelization and approach lane markings.

**Table 3.—Factor $f$ for adjustment to various levels of service, 2-way facilities**

| Level of service | Load factor | Factor $f$ when approach width $W_A$, in feet, is— | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| 2-way street—no parking | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | 0.85 | 0.86 | 0.87 | 0.88 | 0.89 | 0.90 | 0.89 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | 0.90 | 0.91 | 0.91 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | [illegible] |
| C Design capacity | 0.3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | [illegible] |
| D | 0.7 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.20 |
| E Possible capacity | 0.85 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.30 |
| 2-way street—with parking | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | ---- | ---- | 0.95 | 0.93 | 0.91 | 0.89 | 0.88 | 0.86 | 0.84 |
| B | 0.1 | ---- | ---- | 0.97 | 0.96 | 0.95 | 0.94 | 0.93 | 0.91 | 0.89 |
| C Design capacity | 0.3 | ---- | ---- | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | ---- | ---- | 1.06 | 1.09 | 1.11 | 1.14 | 1.17 | 1.22 | 1.24 |
| E Possible capacity | 0.85 | ---- | ---- | 1.10 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.31 | 1.34 |
| Rural highway | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | 0.92 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 |
| B Design capacity | 0.1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C | 0.3 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 |
| D | 0.7 | 1.21 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.29 | 1.31 | 1.33 |
| E Possible capacity | 0.85 | 1.28 | 1.28 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | 1.35 | 1.38 | 1.41 | 1.44 |

**Table 4.—Factor $f$ for adjustment to various levels of service, 1-way facilities**

| Level of service | Load factor | Factor $f$ when approach width $W_A$, in feet, is— | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| 1-way street—no parking | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | ---- | ---- | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | ---- | ---- | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C Design capacity | 0.3 | ---- | ---- | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | ---- | ---- | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E Possible capacity | 0.85 | ---- | ---- | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |
| 1-way street—parking one side | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | ---- | ---- | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.89 | 0.88 | 0.87 | 0.86 |
| B | 0.1 | ---- | ---- | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.92 | 0.91 | 0.90 |
| C Design capacity | 0.3 | ---- | ---- | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | ---- | ---- | 1.07 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.14 | 1.17 | 1.22 |
| E Possible capacity | 0.85 | ---- | ---- | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| 1-way street—parking both sides | | | | | | | | | | |
| A No backlog | 0.0 | ---- | ---- | ---- | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | [illegible] |
| B | 0.1 | ---- | ---- | ---- | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C Design capacity | 0.3 | ---- | ---- | ---- | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | ---- | ---- | ---- | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E Possible capacity | 0.85 | ---- | ---- | ---- | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

## *Design of Nomographs*

### Chart makeup

The charts presented here for the graphic solution of intersection capacities are nomographs of the stepped variety. They perform a series of multiplications and algebraic additions necessary for various adjustments to find design capacities for given roadway and traffic conditions. The first two charts are simple arrangements for determining the design capacity of one approach to a signalized intersection for average conditions. Chart 1 is for 2-way, and chart 2 for 1-way, facilities. The upper part of each nomograph is a plot of the curves from figures 1 and 2 with a load factor of 0.3 for the different types of facilities (except for rural highways), parking conditions, and location within the metropolitan area. The curves relate the approach width to design capacity for average conditions in terms of vehicles per hour of green. The lower part of the chart is a proportional graph that converts—for a given signal timing—the design capacity to a volume in vehicles per hour. The third graph unit on the right adjusts this volume to a given metropolitan size.

The two charts are applicable to situations where only approximate solutions are required or where specific traffic characteristics are not known. They also form the basis for developing additional nomographs for specific conditions. The upper curves, five in chart 1 and eight in chart 2, are the basis for the 13 detailed nomographs in charts 3–15. Each curve in the succeeding charts, expanded to a family of curves representing various percentages of trucks in the traffic stream, forms the upper section of a separate nomograph. The signal-timing-adjustment ($G/C$ ratio) part of the graph in charts 1 and 2 is used to form the last section of the succeeding charts. The intermediate parts of the nomographs, charts 3–15, account successively for the effects of right turns, left turns, and metropolitan area size.

These nomographs are supplemented by chart 16, which provides adjustments for conditions where there are bus stops at the intersection, chart 17, which determines capacities of separate right- and left-turn lanes **without** separate signal indication, and chart 18, which determines capacities of separate right- and left-turn lanes **with** separate signal indication.

The last two nomographs, charts 19 and 20 (to be published in Oct. 1967 issue) are designed for use in planning street systems and in preliminary design, or for review of plans where approximate but quick solutions are desired in terms of total or overall intersection capacity. The charts are augmented by several tables and special conditions that can be used for complete analyses of practically any form of signalized intersection problem.

### Definitions and chart terminology

The factors affecting capacity, referred to in the charts, are defined in the following [illegible]ments. To reduce these factors to simple terms on the charts and in the examples, a system of symbols is employed. The factors used at the outset to organize the charts are (1) 1-way or

2-way operation, (2) parking conditions, and (3) location within the metropolitan area. The various combinations of the three conditions produce the 13 separate charts numbered 3–15. These conditions are:

*1-way or 2-way Operation*

There are major differences in the operation of 1-way and 2-way approaches which are reflected in the capacities attained. Because of this, analysis procedures for the 1-way and 2-way approaches are handled separately.

*Parking Conditions*

*No parking* (*NO PKG*) is defined as no standing and no stopping on the approach, other than an occasional passenger discharge or pickup.

*With parking* (*PKG*) means that vehicles are present, standing attended or unattended, along the curb on the approach. For capacity considerations, only the actual presence or absence of parked vehicles applies, not posted parking regulations.

*Location Within Metropolitan Area*

*Central Business District* (*CBD*) is that portion of a municipality in which the dominant land use is for intense business activity.

*Fringe Area* (*FRNG*) is that portion of a municipality immediately outside the central business district in which there is a wide range in type of business activity, generally including small commercial, light industrial, warehousing, automobile service activities, and intermediate strip development, as well as some concentrated residential areas.

*Outlying Business District* (*OBD*) is that portion of a municipality or an area within the influence of a municipality, normally separated geographically by some distance from the central business district and its fringe area, in which the principal land use is for business activity.

*Residential Area* (*RES*) is that portion of a municipality, or an area within the influence of a municipality, in which the dominant land use is residential development, but where small business areas may be included.

*Area outside city environs* (*RURAL*) is characterized by open country. This area is not related to metropolitan area but is grouped here as a type of area to be considered in capacity analyses and for which a separate chart has been developed.

The other factors accounted for directly on charts 3–15 and the symbols adopted for them are noted as follows:

$W_A$ Width of approach to the intersection, in feet. For a 1-way street, it is normally the total curb-to-curb width. For a 2-way, undivided street, it is the actual width utilized by traffic approaching the intersection, normally measured from the outer curb to the division line. For a 2-way, divided street, it is the width of the approach roadway, normally measured from the outer curb to the curb or edge of median. $W_A$ is always exclusive of specially designated turning lanes.

$T$ Trucks and buses, exclusive of light delivery trucks, as a percentage of the total approach volume. Local buses stopping to pick up and discharge passengers are counted along with through buses and are presented in the charts.

$R$ Right-turning vehicles expressed as a percentage of the total volume on the approach.

$L$ Left-turning vehicles expressed as a percentage of the total volume on the approach.

*MP* Metropolitan area population and the peak-hour factor both have a significant effect on intersection capacity. Several pertinent points are noted:

- Nine population groups are considered in the *Manual*, including a variety of metropolitan areas from small single cities to widespread urbanized areas composed of several cities. These are listed in table B on charts 3–14. Higher capacities are associated with the larger metropolitan areas. Application of resultant criteria to satellite communities requires judgment and/or local study to establish whether the community is better considered as a separate independent small city or an outlying part of the large central city.
- The peak-hour factor (*PHF*) is a measure of consistency of traffic demand. For intersections, it is defined as the ratio of the number of vehicles accommodated during the peak hour to four times the number of vehicles accommodated during the *highest* 15 consecutive minutes. *Higher* capacities are associated with the larger peak-hour factors.
- For convenience in the solution of problems, the effects of metropolitan area population and peak-hour factor are consolidated in a single adjustment factor (*MP*) on charts 3–14. Table B on the charts is entered first with metropolitan area population and peak-hour factor. The resultant adjustment factor is then applied in the nomograph.
- Sometimes the peak-hour factor may not be available, particularly on new facilities planned for the future. Then the application of the *MP* adjustment in the charts may be accomplished by the use of a metropolitan (metro) area population only, labelled on the curves. That is, population is used directly

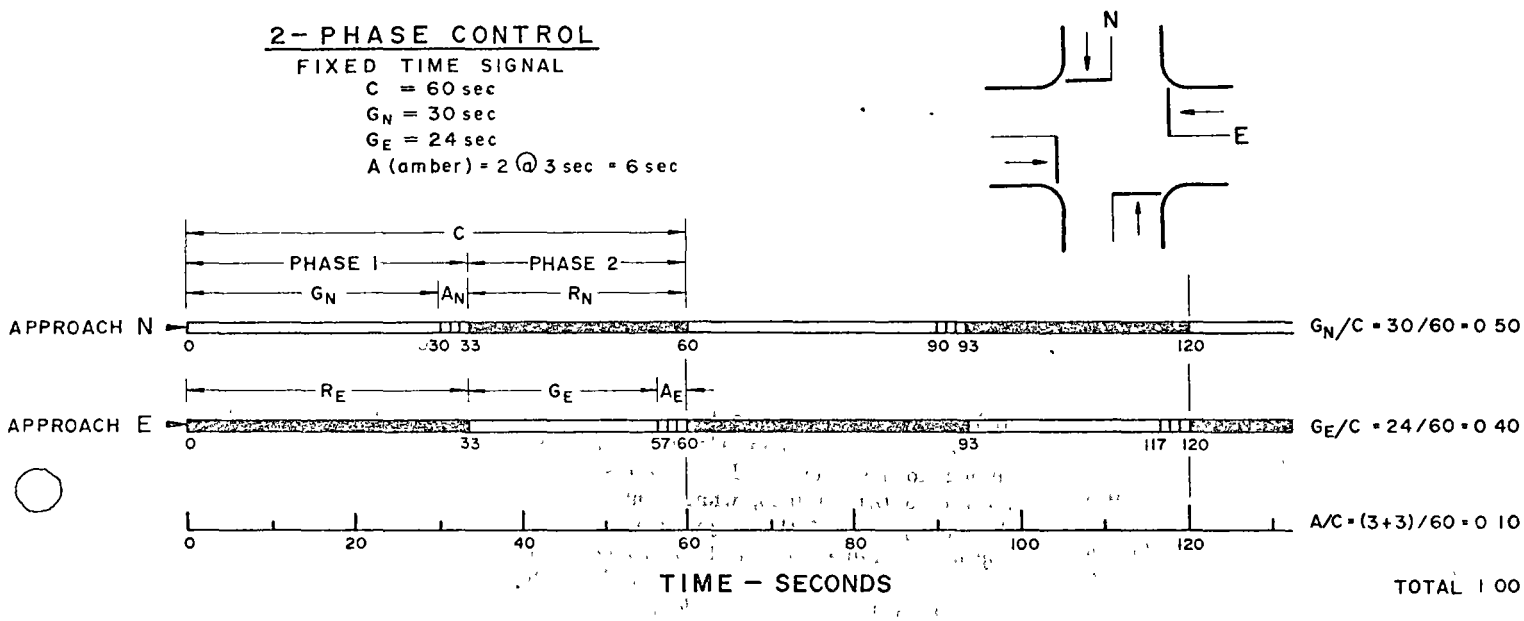



*Figure 3.—Signal phasing and G/C ratio illustrated.*

in the chart without using table B data. The indicated population size, however, incorporates an average or representative peak-hour factor This built-in peak-hour factor ranges from 0 80 for a metro population of 50,000 to 0 90 for a metro population of more than 1 million, based on the averages of data collected for nearly 800 signalized urban intersections.

*G/C* Proportion of total time during the peak hour that the signal is green for the movement of traffic from the one approach. For a fixed-time signal, in which the length of intervals of the green and red indications are held constant throughout the hour, the hourly proportion of green for a given approach is measured directly by the ratio of *G* to *C*, where *G* is the green interval in seconds, and *C* is the total cycle (including green, amber, and red intervals) in seconds Phase sequences and the formation of the *G/C* ratio are illustrated in figure 3 for a standard 2-phase signal For 3-phase control, three bars would be shown, and three green, red, and amber intervals would constitute a cycle.

The signal phasing may be altered during different periods of the day A 3-dial control, which provides different signal phasings for the a m peak period, the p.m peak period, and the off-peak periods, is a popular form of fixed-time control in urban areas The 3-dial signal setting allows for greater efficiency in utilization of the signal by fitting more closely the demands of traffic during the several periods throughout the day. For this reason, traffic information should provide one design hour volume (*DHV*) for the a m peak period and a separate *DHV* for the p m peak period Additional peaks may be considered, such as those occurring during summer weekends, heavy [illegible]k operations, etc.

The *G/C* principle for analysis is also applicable, with some modification, to actuated control and to progressive signal systems. Procedures for other than fixed-time control are covered in part 3 under the heading *Signal Systems Other Than Fixed Time.*

# PART 1—2-WAY FACILITIES

## *Intersections With Average Conditions*

Capacity analyses for planning and preliminary design stages generally are accomplished in simplified form As specific conditions relating to turning movements and truck percentages are not known under such circumstances, procedures using average conditions are appropriate. Chart 1 allows the determination of design capacities for conditions with and without parking for different locations within metropolitan areas of different sizes and for conditions within rural areas Average conditions constitute 5-percent trucks and buses, 10-percent right turns, 10-percent left turns, and no bus stops.

### *Problem 1*

What is the design capacity of a 2-way street, 66 feet wide curb-to-curb, with parking prohibited, in a fringe area within a metropolitan (Metro) size of 400,000 population? Major intersections are signalized Specific data regarding commercial vehicles, turning movements, etc , are not known, but conditions are assumed to be average Half the time during the hour can be allotted to green on this street

*Solution*· Using $W_A=66/2=33$ and $G/C=0\ 50$, and following the arrows indicated in chart 1, it is determined that design capacity $C_D=1{,}500$ v p h in one direction If parking were permitted, $C_D$ would be 1,070 v.p h.

### *Problem 2*

A major street consisting of a narrow median and two 21-foot traveled ways with no parking, in a residential area within a metro size of 100,000 population, is to have a signal installed at a cross street Conditions are assumed to be average If the cross street requires a *G/C* of 0 35, what would be the design capacity of the major street? If the approach volume, *DHV*, is 1,350 v p h , what width of traveled way is required in each direction, without exceeding design capacity, assuming a lane width of not less than 11 feet?

*Solution* Normally the amber periods, for purposes of capacity analyses, are considered to be 10% of the cycle Therefore, *G/C* available for the major street approaches is $1\ 00-0\ 35-0\ 10=0\ 55$ Proceeding through chart 1 with $W_A=21$, residential area without parking, $G/C=0\ 55$, and $MP=100{,}000$, a value of $C_D=910$ is found.

To handle an approach volume of 1350 v p h., the required width of approach is found by proceeding through the chart in reverse order Proceeding through the chart with $MP=100{,}000$, $C_D=1{,}350$, $G/C=0\ 55$, and residential area without parking, $W_A=31$ feet is found. Using 11-foot lanes, the required width of approach is 33 feet.

### *Problem 3*

In a central business district of a 250,000 population metro area, a 2-way 58-foot street with parking intersects a 2-way 44-foot street with no parking The former is to accommodate a peak-hour volume of 620 v p h in one direction If conditions are assumed to be average and a 60-second cycle is used, 6 seconds of which are allotted to amber, what should be the green interval on the 58-foot street for operation at design capacity? What would be the resultant green interval and design capacity of one approach on the 44-foot street? What would be the possible capacity of this approach?

*Solution.* Enter chart 1 at left with [illegible]= $58/2=29$, proceed right to *CBD* with parking curve, then down to lower graph until a horizontal projection of 620 v p h is intersected, $G/C=0.43$. *G* on 58-foot street$=60\times 0\ 43=26$ seconds *G* on 44-foot street$=60-26-6=28$ seconds, and $G/C=28/60=0\ 47$

For the design capacity of the 44-foot street using $W_A=44/2=22$, *CBD* without parking, and $G/C=0\ 47$, in chart 1, $C_D=730$ v p h in one direction.

For the possible capacity of the 44-foot street, using $f=1.2$ from table 2 for a 22-foot approach with no parking, $C_P=730\times 1\ 2=880$ v.p h. in one direction

## *Streets Without Parking*

Charts 3 and 4 include the adjustments for specific intersection conditions on 2-way streets where parking is prohibited Chart 3 is applicable to central business districts, and chart 4 to all other sections within the metropolitan area—fringe, outlying business, and residential. Charts 3 and 4 will often be used by proceeding from the left side to bottom scales, as shown by arrows The charts can also be used in the reverse order to obtain the width of approach required to handle a given volume Or, with a given approach volume and a given width, the necessary ratio of green time to cycle time can be determined readily. When the approach width and [illegible]e *G/C* ratio cannot be altered, but capacity must be increased, the increase through elimination of left turns and/or changing the bus-stop

condition with the aid of chart 16, can be found on the charts.

Charts 3 and 4 apply to intersection approaches that have the conditions described on the charts. The direct use of the charts as indicated by example arrows, however, is applicable specifically to the condition in which the volume of left-turning vehicles on the approach can be handled without requiring a separate signal indication. A check for the capacity of left-turn movement should always be made when using charts 3 and 4 and also charts 5–15, as explained in *Part 3, Special Conditions* under the heading *Check for Capacity of Left Turn.* For simplicity in demonstration and better understanding of chart use, examples 4–8 are purposely selected so that the volume of left-turning vehicles does not exceed the capacity of the left-turn movement. The maximum service volume of left-turning vehicles that can be accommodated without a separate signal indication on major streets is generally in the range of 80 to 120 v.p.h., and a left-turning volume of 100 v.p.h. can be used as an average. Further examples illustrate the use of this important control.

Where bus stops are provided at the intersection for pickup and discharge of passengers, design capacity values obtained from charts 3 and 4 are corrected by multiplying the result by an appropriate adjustment factor from chart 16. When the charts are used in reverse order, to find $G/C$ or $W_A$, $C_D$ is divided by the bus adjustment factor before the charts are entered.

Where levels of service other than $C$ (design capacity) are desired, including level of service $E$ (possible capacity), the resultant value of $C_D$ in charts 3 and 4 should be multiplied by an appropriate adjustment factor from table A shown at upper right on charts 3 and 4. When the charts are used in reverse order, $C_D$ is divided by the level of service factor before the charts are entered.

### Problem 4

Determine the design capacity of one approach on a 50-foot, 2-way street without parking located in the *CBD* of a metro area with a population of 500,000. Other conditions at the intersection are: $T=8\%$, $R=25\%$, $L=10\%$, $G=36$ seconds, $C=60$ seconds, and no bus stop.

*Solution:* Enter chart 3 with $W_A=25$ and follow the arrows according to each condition; find $C_D=1{,}040$ v.p.h.

### Problem 5

Determine the design capacity and possible capacity of one approach on a 64-foot 2-way street without parking, where the cycle is 60 seconds and green interval is 27 seconds. The intersection is located in the *CBD* of a metro area with a population of 250,000. Other conditions are: $T=12\%$, $R=15\%$, $L=7\%$, and bus stop on near side serving 75 buses per hour.

*Solution:* Enter chart 3 at left with $W_A=32$ and using $T=12\%$, $R=15\%$, $L=7\%$, $MP=$ pop. 250,000, and $G/C=27/60=0.45$; find $C_D=930$. Using chart 16—no parking, near side—$B=46$ and $W_A=32$ (see arrows on chart) find adjustment factor, $F_B=0.81$. Design capacity $C_D=930\times0.81=750$ v.p.h., in one direction.

From table A in chart 3, for possible capacity and $W_A=32$, $f=1.22$. Possible capacity $C_P=750\times1.22=920$ v.p.h. in one direction.

### Problem 6

A 2-way street on which there will be no parking is planned to cross an existing street. The facility is located in the *CBD* of a metro area having a population of 250,000 and a peak-hour factor (*PHF*) of 0.80. According to the volume on the existing street, 33% of the cycle time must be allotted to green on that street. Determine the needed width of pavement on the new street if the *DHV* in one direction is 1,200 v.p.h. and other conditions are: $T=14\%$, $R=12\%$, $L=5\%$, no bus stop, and $C$ is to be set at 70 seconds with an allowance of 6 seconds for amber per cycle.

*Solution:* The time available for the amber periods and for the green on the new street is $1.00-0.33=0.67$. Therefore, $(G+\text{amber})\div C=0.67$, or $(G+6)\div70=0.67$; $G=41$ seconds, and $G/C=0.59$.

Enter chart 3 at bottom with a peak-hour volume of 1,200 v.p.h. in one direction, and proceed through the chart, turning at $G/C=0.59$, $MP=0.97$ (determined from table B), $L=5\%$, $R=12\%$, and $T=14\%$, find $W_A=31.5$ feet. In proceeding through the chart, it was necessary to assume for the $L$ and $R$ turning points that either $W_A=(16\text{ to }34)$ or $W_A>35$. If the proper assumption is made initially, the answer is determined directly. If the assumption is incorrect, a second trial is required to determine the correct answer. If 11-foot lanes are to be used, and operation is generally balanced by direction, the new street should be the nearest multiple doubled for both directions, $33\times2=66$ feet wide.

### Problem 7

Determine the design capacity of an intersection approach on a street with a narrow median and two 30-foot pavements in the fringe area of a city having a metro population of 700,000 and *PHF* of 0.89. Other conditions are: $T=9\%$, $R=14\%$, left turns prohibited, $G=31$ seconds, $C=65$ seconds, and a bus stop on the far side serving 70 buses per hour.

*Solution:* As a preliminary step, find $MP=1.11$ by interpolation in table B, chart 4, $G/C=31/65=0.48$, and $F_B=0.95$ in chart 16—no parking, far side—using 70 buses, $W_A=30$ and $(L+R)=14\%$. Proceed through chart 4 from upper left with $W_A=30$ and follow the arrows according to each condition, as illustrated on the chart. Find initial $C'_D=1{,}460$, with adjustment for local buses, design capacity, $C_D$, is $1{,}460\times0.95=1{,}390$ v.p.h. in one direction.

### Problem 8

In a residential area of a city with a metro population of 1 million, a 2-way, 40-foot parkway is to be crossed by a new street. On the critical approach of the existing parkway the projected peak-hour traffic volume in one direction is 900 automobiles of which 135 turn right and 80 turn left. On the critical approach of the new street, the design volume is 1,680 v.p.h. of which 7% are trucks; turning movements are 10% and 4% to the right and left, respectively. There will be no parking and no bus stops at the intersection on either facility. If 12-foot lanes are to be used, how many lanes are required on one approach of the new facility?

*Solution:* It is first necessary to determine the proportion of green time required for the existing parkway. From chart 4, using $W_A=20$, $T=0\%$, $R=135/900=15\%$, $L=80/900=9\%$, no bus stops, and intersecting from a volume (equal to $C_D$) of 900 v.p.h., it is found that $G/C=0.43$.

Assume $C=60$ seconds and total amber period is 6 seconds. Then, $G$ for parkway traffic is $0.43\times60=26$ seconds, and $G$ for traffic on the new highway is $60-26-6=28$ seconds.

To determine the required width of the new facility, enter the bottom of chart 4 at a design volume of 1,680 v.p.h., and proceed up and to the left using $G/C=28/60=0.47$, $MP=$ pop. 1,000,000, $L=4\%$, $R=10\%$, and $T=7\%$; find $W_A=35.5$ feet. Three 12-foot lanes, therefore, are required on the new highway in each direction of travel.

## Streets With Parking

Charts 5 and 6 include the adjustments for specific intersection conditions on 2-way streets with parking permitted. (In this article, as in the *Manual*, parking parallel to the curb is the only type considered; diagonal parking would obviously have a much different effect on traffic flow.) Chart 5 is applicable to central business districts, and chart 6 to all other sections within the metropolitan area—fringe, outlying business and residential.

The procedure through the charts is the same as for charts 3 and 4 as previously described. Also, the direct use of charts 5 and 6 applies to the condition where the volume of left-turning vehicles on the approach can be accommodated without requiring a separate signal indication. For simplicity in presentation, examples 9–13 were selected so that this condition is satisfied, as it would be ordinarily when the volume of left-turning vehicles on one approach does not exceed 100 v.p.h. Adjustments for bus stops, in accordance with chart 16, and for levels of service other than $C$, in accordance with table $A$, shown at upper right of charts 5 and 6, are accomplished in the same way as for charts 3 and 4.

### Problem 9

Determine the design capacity and possible capacity of one approach on a 2-way, 60-foot street, with parking in the central business district of a metro area having a population of 750,000. Other conditions are: $T=8\%$, $R=14\%$, $L=0\%$ (left turns prohibited), $G=34$ seconds, $C=65$ seconds, and a far-side bus stop that serves 70 buses during the peak-hour period.

*Solution.* Enter chart 5 at left with $W_A=30$ and proceed through the chart using the conditions listed. The initial result, as shown by the arrows in the chart, is a design capacity $C'_D$ of 900 v.p.h.

Because there is a bus stop on the far side, with parking, the lower part of chart 16-B is used, for 70 buses, *CBD*, $W_A=30$ feet, and $(L+R)=14\%$, $F_B=0.98$

Design capacity, adjusted for the bus stop, is $C_D=900\times 0.98=880$ v p h. Adjustment factor for possible capacity for a 30-foot approach is $f=1.18$ (table A on chart 5); $C_P=880\times 1.18=1{,}040$ v p h

***Problem 10***

Determine the design capacity of a 32-foot approach of a 2-way street with parking in an outlying business district of a metro area having a population of 400,000 Other conditions: $T=5\%$, $R=16\%$, $L=7\%$, $G=36$ seconds, $C=62$ seconds, and a near-side bus stop handling 50 buses during the peak-hour period

*Solution* Using $W_A=32$, and following the arrows in chart 6 for the conditions indicated, $C_D'=1{,}220$ v p h

Adjustment for buses is found in the upper part of chart 16-B Using $B=50$, outlying-area turning line and $(L+R)=23\%$, in conjunction with $W_A=24$ and $W_A=36$, an adjustment of $F_B=1.06$ and 1.08, respectively, is found Interpolating for $W_A=32$, $F_B=1.07$.

Design capacity of one approach, $C_D=1{,}220\times 1.07=1{,}310$ v p h

***Problem 11***

As shown in figure 4, an east-west 52-foot, 2-way street operates with parking on the south side only. Two lanes are available for moving traffic on both the west and east approaches The intersection is located in the fringe area of a city having a metro population of 200,000 If the $PHF=0.75$ and the evening peak-hour traffic is as indicated in figure 4, determine the signal timing required on the east-west street to accommodate this traffic, using a 60-second cycle.

*Solution.* For the west approach, as there is parking, chart 6 is applicable The fact that there is no parking on the north side of the street or on the east approach does not affect the operation or the analysis of the west approach, which does have parking Enter chart 6 at upper left with $W_A=31$ feet and proceed through the chart using $T=12\%$, $L=40/660=6\%$, $R=60/660=9\%$, and $MP=0.89$ (adjustment factor interpolated from table B for metro population of 200,000 and $PHF=0.75$) The horizontal projection from the *MP* turning line is then intersected by a vertical projection from a $C_D$ value on the bottom scale equal to the approach volume of 660 v p h; find $G/C=0.40$

For the east approach, as there is no parking, chart 4 is applicable Enter chart with $W_A=21$ feet and, using $T=9\%$, $R=50/810=6\%$, $L=80/810=10\%$ and $MP=0.89$, find the point of intersection on the $G/C$ scale for $C_D$ equal to an approach volume of 810 v p h, $G/C=0.50$

The required signal timing for the east-west street, therefore, is the larger of the two $G/C$ values or 0.50, and a $G$ of $0.50\times 60=30$ seconds.

## *Rural Conditions*

Capacities and service volumes representative of different levels of service for specific intersection conditions in rural areas may be determined by using chart 15 The general format of the nomograph and procedure for application of the nomograph is the same as for charts 3–6. The fourth set of turning lines in chart 15 differs from a similar set in charts 3–6 because only the peak-hour factor is accounted for in chart 15 as population is irrelevant. Normally, all rural conditions are represented by a peak-hour factor of 0.70, for which the adjustment factor in the chart is 1.00.

On recreational routes operating under peak-flow conditions that build up to a *PHF* of 1.00, the capacities and service volumes according to the *Manual* may be adjusted upward by 40% Thus an adjustment factor of 1.40 is indicated in the chart for *recreational route—high-peak flow* An intermediate condition, referred to as *recreational route—peak flow* is introduced in the chart assuming a *PHF* of 0.85, with a corresponding adjustment factor of 1.20

that truck traffic is negligible, and right and left turns are reduced to 6% and 4%, respectively.

*Solution* Enter chart 15 with $W_A=22$ and proceed through the chart turning at $T=0\%$, $R=6\%$, $L=4\%$, $PHF=0.85$ and $G/C=0.55$, find $C_D=1{,}100$ v p h, and $C_P=1{,}100\times$ [illegible] $=$ 1,420 v p h.

***Problem 14***

If the facility in Problem 13 was expected to handle traffic from a much expanded resort area under conditions of extremely high-peak flows, approaching a peak-hour factor of 1.00 what would be the maximum 1-way volume that could be accommodated at such times? All other conditions are assumed to be the same

*Solution* Proceed through the chart as in Problem 13 but turn on $PHF=1.00$, find $C_P=1{,}280\times 1.29=1{,}650$ v p h in one direction

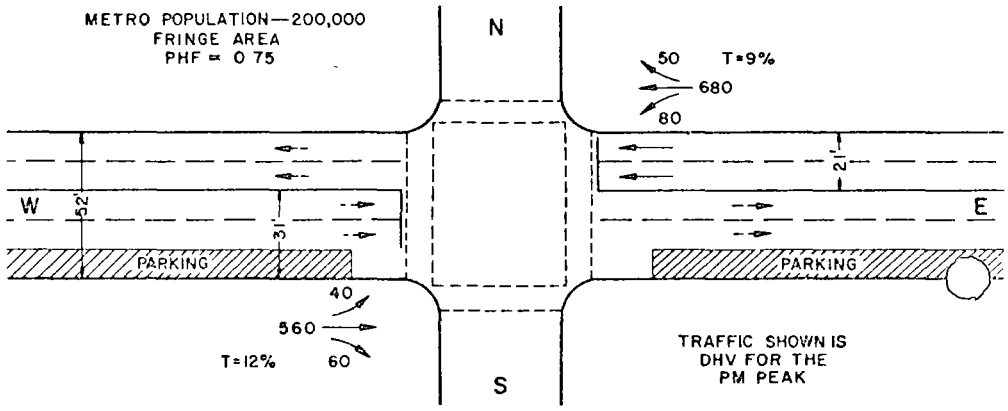



***Figure 4.—Problem 11 illustrated.***

***Problem 12***

Determine the design capacity and possible capacity of an intersection approach of a 2-way 4-lane highway in a rural area operating under normal peaking characteristics Other conditions are: lane width=11 feet, $T=15\%$, $R=12\%$, $L=7\%$, and available $G/C=0.55$.

*Solution* Enter chart 15 with $W_A=22$ feet and proceed through the chart, using the conditions given, as indicated by the arrows: find $C_D=740$ v p h $C_P=740\times 1.29=950$ v p h.

***Problem 13***

The capacities indicated in the above problem are representative of normal conditions If the same facility during the summer weekends carries recreational traffic, what would be the design capacity and possible capacity during peak flows on these weekends? Controlling conditions are the same except

## *Intersections With Separate Turning Lanes*

Frequently, on modern highways and streets, exclusive lanes on intersection approaches are provided for left- or right-turning movements Such lanes may be in addition to the regular width, or they may be specifically marked for turns within the basic approach width Exclusive turning lanes may be controlled by separate signal indications, or they may be handled without additional signal phases.

Capacities of various forms of turning lines are given in charts 17 and 18 Procedures for analyzing intersection approaches with turning lanes, including illustrative problems, are presented below. Traffic carrying capabilities are expressed in terms of design capacity and possible capacity No distinction normally is made for other (intermediate) levels of service

because data is scarce on the operation of such facilities; however, approximate relations to several other levels of service are indicated in table 5.

The capacities of turning lanes presented in charts 17 and 18 are applicable to all types of intersections, involving 1-way streets, 2-way streets, rural highways, and high-type facilities.

**Table 5.—Levels of service conversion factors for separate turning lanes**

| Level of service | Adjustment factor |
|---|---|
| A and B | 0 90 |
| C | 1 00 |
| D | 1 20 |
| E | 1 30 |

### Turning lanes without separate signal indication

Capacities of exclusive left- and right-turn lanes where no separate signal indication is used for the turning movement are covered in chart 17. The usual form of a separate turning lane is depicted by the sketch in chart 17-A for the left-turn lane, and by the sketches in charts 17-C and 17-D for the right-turn lane The same capacity relations apply to the form of turning lane that is part of the basic approach width

LEFT-TURN LANE —The design capacity of an exclusively left-turn lane, when traffic in all lanes on the approach is permitted to move simultaneously on a common green indication, is given in charts 17-A and 17-B. Additional terms introduced in these charts are as follows:

$D_3$ Effective length of left-turn lane, in feet, for the storage of turning vehicles, exclusive of crosswalk and taper

$V_3$ Volume of traffic turning left on one approach, in vehicles per hour.

$T_3$ Trucks and buses turning left, expressed as a percentage of the total left-turning volume $V_3$ on one approach.

$V_o$ Volume of through traffic on the opposite approach, in vehicles per hour, that is in direct conflict during the same period of time with the left-turning movement on the approach in question

$T_o$ Trucks and buses, expressed as a percentage of the total through volume $V_o$ on the opposite approach.

$C_{D3}$ Design capacity of the separate left-turning lane in vehicles per hour.

The capacity of a left-turn lane is determined primarily by the volume of traffic opposing the left turn during the green signal indication Normally, on major streets in downtown areas and on wide major streets in outlying areas, it seldom will be possible for more than two vehicles to turn left per cycle (such turns usually have to be made on the amber signal). For design purposes, between one and two left-turning vehicles accommodated per cycle are assumed to be appropriate. Design capacity of a left-turn lane, for the conditions described, is predicated on 1.6 vehicles per cycle. Chart 17-B gives this relation in terms of vehicles per hour as dependent upon the length of cycle.

On some streets, where the opposing through volume is relatively light, the capacity of a left-turn lane may be much greater than indicated above For such a condition, the design capacity of a left-turn lane per hour of green is estimated as the difference between 1,200 and $V_o$, both figures expressed in terms of passenger vehicles. Chart 17-A provides a solution for this condition, being the relation between $V_o$, $G/C$, and design capacity $C_{D3}$ To express the capacity in terms of vehicles of all types, factors for the percentage of trucks and buses in the opposing through movement $T_o$ and that in the left-turn movement $T_3$ are applied To determine the design capacity of a left-turn lane, $C_{D3}$ should be found on both charts 17-A and 17-B, and the larger of the two results used. Usually on major streets, the values from chart 17-B will govern. The possible capacity of a left-turn lane, whether determined by chart 17-A or 17-B, is 1.3 times the design capacity.

Lane length is another control of capacity of an added turning lane If the lane is not long enough to store the vehicles that can make the turn on the proper green interval, the capacity otherwise possible cannot be attained Chart 17-E gives the length of added lane needed to accommodate given volumes for different signal timings. With the chart in this form, the lane length can be determined both for capacity volumes and for known smaller turning volumes for a specific condition. Since control values are in terms of passenger vehicles only, the adjustment for percentage of trucks and buses is included.

The required (minimum) length of the added left-turn lane is determined as the distance needed to store 1 5 times the average number of turning vehicles that will accumulate per cycle, recognizing the maximum number that actually can move during the green interval. Occasionally, the maximum number of vehicles that could be stored during some cycles could be twice the average number owing to variations in arrival rates A desirable length of turning lane, therefore, is also indicated on the chart and is predicated on two times the average number of *storing* vehicles, or a length 33% greater than the minimum dimension shown. A length of 25 feet is used for each passenger vehicle, and 40 feet for each truck or bus.

The minimum length applies to the full width of the turning lane. This full length is not available for use unless it is preceded by a suitable taper. For normal street conditions, a taper length of 70 to 100 feet may be considered appropriate; for high-type urban facilities and rural highways, it should be 150 to 300 feet. This taper is in addition to the minimum length of turning lane shown in Chart 17-E.

To determine the capacity of an intersection approach with a separate left-turn lane, when traffic in all lanes on the approach is permitted to move simultaneously on a common green indication, the following procedure should be followed:

(1) Obtain $C_{D3}$ from chart 17-A or 17-B

(2) Obtain $C_D$ of combined through and right-turning movement from charts 3–6 or 15, using:

$W_A$ = approach width exclusive of left-turn lane, and

$L$ = 0%.

(3) Obtain $D_3$ from chart 17-E for $V_3$ or $C_{D3}$, whichever governs.

(4) Determine possible capacity, when required:

Left-turn lane, $C_{P3} = 1.3 \times C_{D3}$.

Through and right-turning movement, combined, $C_P = f \times C_D$.

Values for $f$ are given in table A on charts 3–6 or 15.

In this procedure, the design capacity of the intersection approach cannot be taken as the sum of separate values for the capacity of the left-turn lane and that of the through-plus-right lanes because traffic on an intersection approach follows a given pattern, or maintains a consistent proportion of the different movements—through, left, and right Thus, the capacity of the left-turn lane and that of the through-plus-right lanes should be kept separate and, in the analysis, the volumes of the individual movements should be compared with their capacities

Usually, the through-plus-right movement determines the $G/C$ on the approach, and the left-turn volume is then checked for capacity of the left-turn lane based on this $G/C$ If the latter movement is less than design capacity, the requirements are met. However, if the left-turning volume exceeds the design capacity of the left-turn lane, the following alternatives may be considered: (1) accept a lower level of service on the left-turn lane, not to exceed possible capacity, (2) increase the $G/C$ to provide operation of the left-turn lane at design capacity, in which case the through-plus-right volume would be less than design capacity and would operate at a higher level of service; or (3) change the signal phasing to include a separate signal indication for the left-turning movement in order to accommodate it at design capacity.

### *Problem 15*

Determine the $G/C$ required, during the p.m. peak period, to handle traffic without exceeding design capacity on the east approach of the intersection shown in figure 5.

*Solution.* Signal timing based on a combined through-plus-right volume is obtained from chart 4 using $W_A = 20$, $T = (30+65) - (250+750) = 10\%$, $R = 250 - 1000 = 25\%$, $L = 0\%$ (because left turn is on separate lane), $MP =$ 500,000 population, and approach volume (equated to $C_D$) $= 250 + 750 = 1{,}000$ v p h., find $G/C = 0.57$.

Then check in charts 17-A and 17-B the capacity of the left-turn lane with this signal timing. Entering chart A with $V_o = 350$ v p h and proceeding to right and bottom with

$T_o = 20/350 = 6\%$, $G/C = 0.57$ and $T_3 = 30/240 = 13\%$ (see arrows), the design capacity of the left-turn lane is $C_{D3} = 270$ v.p.h. Chart 17-A governs here as the value of 80 v.p.h. for $C = 72$ seconds from chart 17-B (see arrows) is much less. Thus, the indicated left-turn volume of 240 v.p.h. can be accommodated.

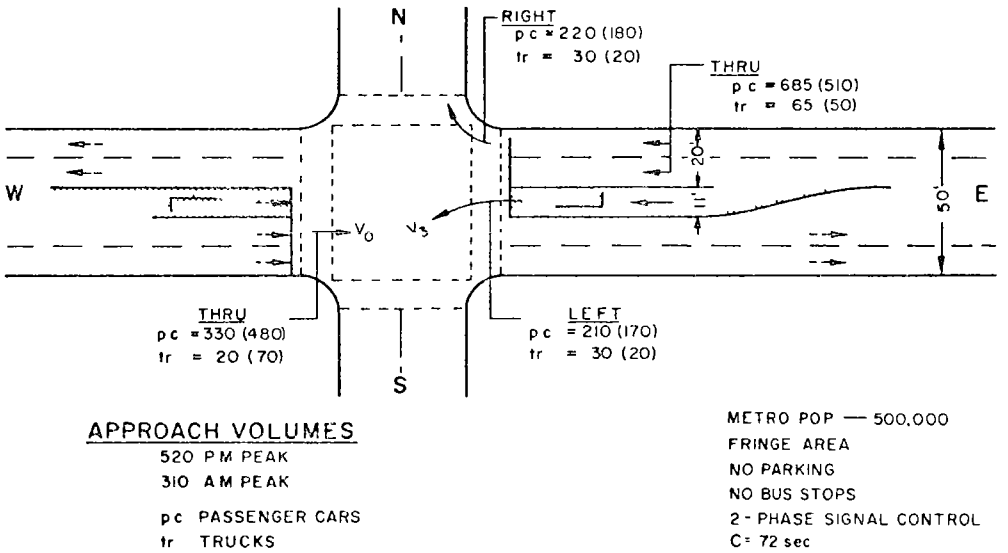



*Figure 5.—Problems 15 and 20 illustrated.*

The $G/C$ required to handle the p.m. peak-hour traffic on the east approach without exceeding design capacity, therefore, is 0.57 (controlling value for the through-plus-right movement).

The required length of left-turn lane is obtained from chart 17-E. Using $V_3 = 240$ v.p.h., $C = 72$ seconds and $T_3 = 13\%$, find $D_3 = 270$ feet (see arrows).

RIGHT-TURN LANE.—Charts 17-C and 17-D give the design capacity of an exclusively right-turn lane, when traffic in all lanes on the approach is permitted to move simultaneously on a common green indication. The following additional terms are introduced in the charts:

$D_2$ Effective length of right-turn lane, in feet, for the storage of turning vehicles, exclusive of crosswalk and taper.

$a$ Width of right-turn lane, in feet.

$V_2$ Volume of traffic turning right on one approach, in vehicles per hour.

$T_2$ Trucks and buses turning right, expressed as a percentage of the total right-turn volume, $V_2$ on one approach.

$C_{D2}$ Design capacity of the separate lane for right-turn movement in vehicles per hour.

The capacity of a right-turn lane is largely dependent on the proportion of truck traffic $T_2$ and the $G/C$ ratio available for movement of traffic in the lane. Charts 17-C and 17-D show design capacity in terms of these factors. Right-turn lane capacity is also dependent on the radius of the turn, the amount of pedestrian interference, and the length of lane provided. From available data, distinction has been made for two general conditions in regard to radius and pedestrians. In each case, the intersection sketches shown with the charts are indicative of these conditions.

Chart 17-C represents average normal curb return, that is, corner radius at edge of pavement, and pedestrian interference, based on an average flow of 600 vehicles per hour of green including 5 percent trucks. The width of lane is not a factor here because either the small corner radius or pedestrian interference, or both, is the principal control. Chart 17-C is applicable generally to ordinary street conditions and geometry of streets in built-up areas.

Better conditions with adequate curb return and moderate to light pedestrian interference are represented in chart 17-D, based on a design capacity of right-turn lane of 800 vehicles per hour of green with 5% trucks per 10 feet of lane width. With no pedestrian interference, the design capacity base is 900 vehicles per hour of green with 5% trucks per 10 feet of lane width. Such high-type conditions are not covered directly in the *Manual*, however, where the movement is free of pedestrians, values corresponding to turning lanes with separate signal indication are suggested in the *Manual*. Accordingly, service volume bases of 800 and 900 v.p.h. are considered to be indicative of these designs.

The length of right-turn lane required to handle the demand volume of right-turning vehicles, or the volume corresponding to the capacity of the right-turn lane, is given in chart 17-E. Right-turn lane application, method of measurement, and the design of taper are the same as discussed for the left-turn lane above.

To determine the capacity of an intersection approach with separate right-turn lane, when traffic in all lanes on the approach is permitted to move simultaneously on a common green indication, the following procedure should be followed.

(1) Obtain $C_{D2}$ from chart 17-C or 17-D.

(2) Obtain $C_D$ of combined through and left-turning movement from Charts 3-6 or 15, using

$W_A$ = approach width exclusive of right-turn lane, and

$R = 0\%$

(3) Obtain $D_2$ from chart 17-E for $V_2$ or $C_{D2}$, whichever governs.

(4) Determine possible capacity, when required:

Right-turn lane, $C_{P2} = 1.3 \times C_{D2}$

Through and left-turn movement, combined, $C_P = f \times C_D$

Values for $f$ are given in table A on charts 3-6 or 5.1.

In this procedure, the design capacity of the intersection approach cannot be taken as the sum of separate values of the capacity of the right-turn lane and that of the through-plus-left lanes, owing to the traffic pattern demand of the intersection. Separate comparisons of the volumes of individual movements with their capacities are necessary. This aspect has been previously covered with regard to separate left-turn lanes.

### *Problem 16*

What is the maximum approach volume that can be accommodated without exceeding design capacity for the conditions indicated in figure 6. What maximum approach volume can be accommodated without exceeding possible capacity? What should be the length of the right-turn lane?

*Solution.* Using the same percentage of trucks in the right-turning movement as in the total approach volume, and $G/C = 36/62 = 0.58$ in chart 17-C, find $C_{D2} = 330$ v.p.h.

From chart 3, using $W_A = 22$, $T = 12\%$, $R = 0\%$, $L = 5\%$, $MP = 250{,}000$ population, and $G/C = 0.58$, the design capacity of combined through and left-turning movement is $C_D = 870$ v.p.h. On this basis, the right-turning volume $V_2 = (870 \times 25) - (100 - 25) = 290$ v.p.h. Because this is less than $C_{D2}$, the maximum approach volume without exceeding design capacity is $870 + 290 = 1{,}160$ v.p.h.

Possible capacity of the through-plus-left movement is $870 \times 1.20 = 1{,}040$ v.p.h., and corresponding right-turning volume is $(1{,}040 \times 25) - (100 - 25) = 350$ v.p.h. The latter is less than the possible capacity of the right-turn lane ($C_{P2} = 330 \times 1.30 = 440$ v.p.h., from chart 17-C). The maximum approach volume without exceeding possible capacity is, therefore, $1{,}040 + 350 = 1390$ v.p.h. The length of right-turn lane required to handle the volume of 290 and 350 v.p.h. is found in chart 17-E, $D_2 = 280$ and 330 feet, respectively.

Both Left- and Right-Turn Lanes.—For the condition where lanes are added for both left and right turns, chart 17 is used as before to find capacities and lengths of the separate turning lanes. The following steps are used in the analysis of the intersection approach.

(1) Obtain $C_{D3}$ from charts 17-A or 17-B, and $C_{D2}$ from charts 17-C or 17-D.

(2) Obtain $C_D$ of through movement from charts 3-6, using

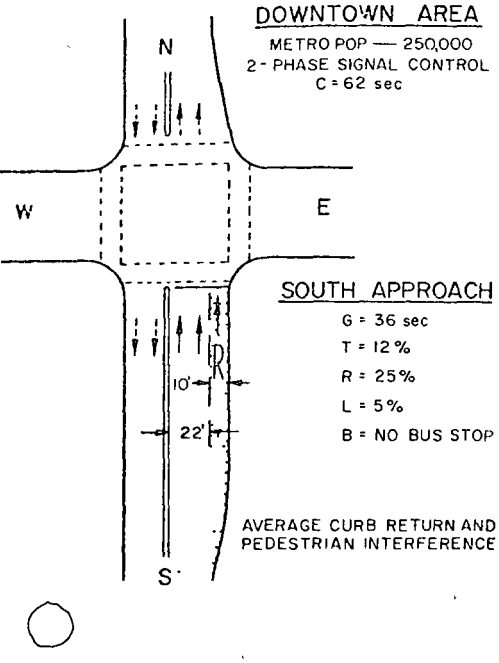



*Figure 6.—Problem 16 illustrated.*

$W_A$ = approach width exclusive of turning lanes, and
$L = 0\%$ and $R = 0\%$

(3) Obtain $D_2$ and $D_3$ from chart 17-E

(4) Determine possible capacity, when required:

Left-turn lane, $C_{P3} = 1.3 \times C_{D3}$.
Right-turn lane, $C_{P2} = 1.3 \times C_{D2}$.
Through movement, $C_P = f \times C_D$ (obtain values of $f$ from table A on charts 3-6 or 15).

***Problem 17***

What is the maximum approach volume that can be handled on the east approach, shown in figure 7, without exceeding design capacity? A large lumber mill to the north on the crossroad accounts for a sizable proportion of vehicles and high percentage of trucks turning right.

*Solution* Assuming a large through movement from the east, so that chart 17-B governs, the design capacity of the separate left-turn ar[illegible] $C_{D3} = 105$ v p h The design capacity of the separate right-turn lane, using chart 17-D $G/C = 31/56 = 0.55$, $a = 12$, $T_2 = 30\%$ and curve 1), is $C_{D2} = 180 \times 0.90 = 430$ v p h. Factor of 0.90, according to the footnote in chart 17, is to account for the rural condition of design capacity based on level of service B.

The design capacity of the through movement is found in chart 15, using $W_A = 22$, $T = 6\%$, $R = 0\%$, $L = 0\%$ and normal rural conditions, $C_D = 920$ v p h.

On this basis, $V_3 = (920 \times 7) - (100 - 7 - 28) = 100$ v p h, and $V_2 = (920 \times 28) - (100 - 7 - 28) = 395$ v.p h.

Since $V_2$ and $V_3$ are less than $C_{D2}$ and $C_{D3}$, the maximum approach volume which can be handled without exceeding design capacity is $920 + 100 + 395 = 1{,}415$ v p h.

**Turning lanes with separate signal indication**

Chart 18, which is similar to chart 17, gives the design capacity and the required length of a right- or left-turn lane, when traffic on this lane moves on a green indication that is separate from the green indications for other traffic on the approach—that is, a right- or left-arrow indication for the turning movement The only additional term introduced in chart 18 is $G'$, the green interval, in seconds, of separate signal indication for the movement of traffic on a separate turning lane

With a separate signal indication, the right- or left-turning movement is assumed to be free from interference of other traffic streams and pedestrian movements For intersections having normal street geometry, the design capacity of a turning lane, corresponding to level of service C, is 800 v.p.h with 5% trucks in the stream per 10 feet of lane width. For high-type intersections with channelization, the design capacity of a turning lane, corresponding to a level of service C, is increased to 900 v.p.h. including 5% trucks per 10 feet of lane width The base of 900 v.p.h. for high-type design represents an appropriately adjusted value of the 800 v.p.h. base for normal design indicated in the *Manual*.

Charts 18-A and 18-B give a solution for design capacity in terms of $G/C$, width of lane $a$ (10, 11, or 12 feet), and percentage of trucks and buses turning, $T_2$ or $T_3$. The design capacity of the turning lane for a given set of conditions is the same whether the movement is to the left or to the right and whether the lane is within the normal pavement width of the approach or is an added lane.

The possible capacity of a turning lane with a separate signal indication is 1 3 times the design capacity given in charts 18-A and 18-B. Values for other levels of service may be adjusted in accordance with factors given in table 5. For design capacity in rural areas, predicated on level of service B, the results in charts 18-A and 18-B usually would be multiplied by a factor of 0 90.

Chart 18-C provides a solution for the required length of turning lane that is identical with chart 17-E Usually the separate signal phase is green while other through movements are stopped, and the storage lane must be long enough to prevent blocking of a through lane. To assure that all or nearly all vehicles are accommodated during each phase, the desirable length given in the chart, based on twice the average number of turning vehicles arriving per cycle, should be used where possible.

Another consideration in the determination of turning lane lengths with separate signal indication is that the lane should also be long enough to allow entry of turning vehicles past a line of stopped, through vehicles To achieve this, the length of turning lane can also be determined in chart 18-C by using the through volume divided by the number of through lanes to enter the chart The minimum length found, based on 1.5 times the average number of vehicles arriving per cycle, is the design indicated to meet the requirement of through traffic storage. Frequently, this aspect calls for a longer lane than may be required just to store the turning vehicles In any event, the larger of the two determinations should be used as the length of turning lane.

The procedure for determining the maximum approach volume without exceeding capacity is the same as that previously explained in conjunction with chart 17. With a left-turn lane having a separate signal indi-

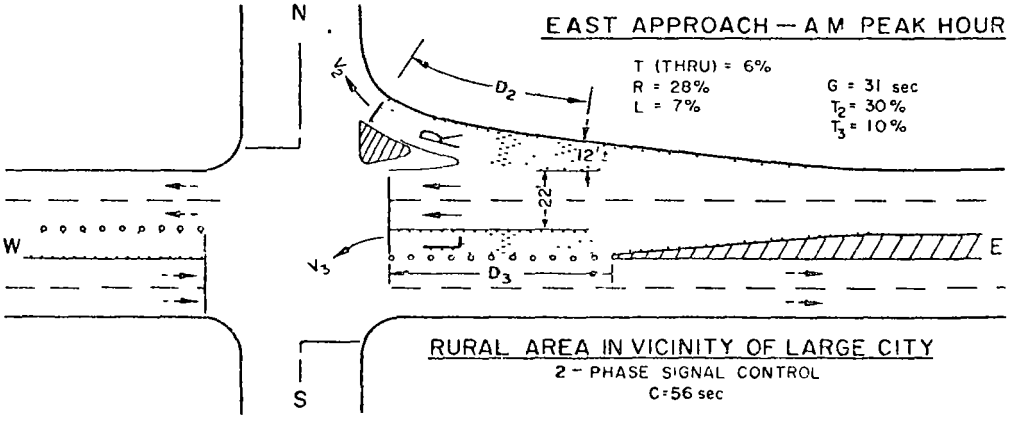



*Figure 7.—Problem 17 illustrated.*

cation, the capacity of the through-plus-right lanes is found by using $W_A$ exclusive of the left-turn lane and $L=0\%$ in charts 3–6 or 15. With a right-turn lane having a separate signal indication, the capacity of the through-plus-left lanes is found by using $W_A$ exclusive of the right-turn lane and $R=0\%$ in charts 3–6 or 15.

$D_2=220$ feet. From Chart 18-B, using $G'/C=0.31$, $a=12$, and $T_2=6\%$ (see arrows) find on the expressway $C_{D2}=350$ v.p.h.; $D_2=400$ feet.

***Problem 19***

What should be the green interval for each phase on the east approach of the intersection

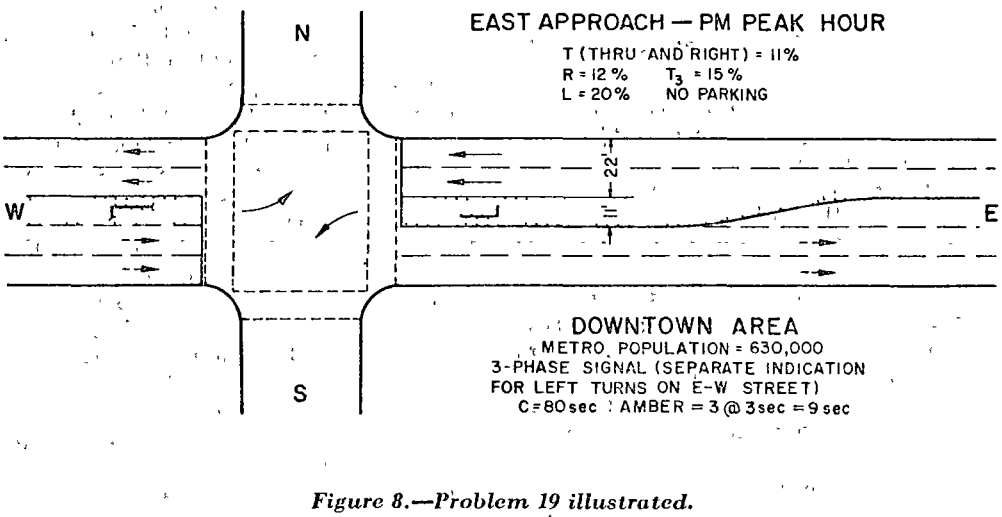



***Figure 8.—Problem 19 illustrated.***

Problems 18 and 19 demonstrate the use of chart 18.

***Problem 18***

Determine the design capacity and minimum length of a right-turn lane on a major street, 10 feet wide, normal conditions assumed, for which a separate signal indication of 25 seconds is used out of an 80-second cycle, and on which trucks comprise 6% of the total turning traffic. What would be the design capacity and length required for the same turning volume and signal timing if the turning lane is on an expressway at grade (high-type design)?

*Solution* From chart 18-A, using $G'/C=25/80=0.31$, $a=10$, and $T_2=6\%$ (see arrows), find on the major street $C_{D2}=260$ v.p.h.; shown in figure 8 for operation at design capacity, if a total approach volume of 790 v.p.h. is to be accommodated? What will be the green interval for the movement of traffic on the cross street?

*Solution* Volume of left-turning traffic is 20% of 790=160 v.p.h. The volume of through-plus-right movements to be accommodated on a width of 22 feet is 790−160=630 v.p.h. The proportion of green time required for this movement, from chart 3, with $W_A=22$, $T=11\%$, $R=12-(100-20)=15\%$, $L=0\%$, $MP$=population of 630,000 and $C_D=630$, is $G/C=0.40$ $G=80\times0.40=32$ seconds.

The proportion of green time required for the separate phase of left-turn lane is obtained from chart 18-A. Using a volume of 160 v.p.h., $T_3=15\%$, and $a=11$ feet, obtain $G'/C=0.19$. Hence $G'=80\times0.19=15$ seconds. The length of left-turning lane required, from chart 18-C is $D_3=200$ feet. Green time available for movement of traffic on the cross street is 80−32−15−9 (for amber)=24 seconds.

***Problem 20***

Determine the total length of green indication required during the a.m. peak to accommodate the traffic demand at design capacity on the east approach of the intersection shown in figure 5.

*Solution* Signal timing based on a combined through-plus-right volume is obtained from chart 4 using $W_A=20$, $T=(20+50)\div(200+560)=9\%$, $R=200/760=26\%$, $L=0\%$, $MP$=population of 500,000, and approach volume=200+560=760 v.p.h.; find $G/C=0.43$.

Check in charts 17-A and 17-B whether the left-turning volume can be handled without a separate signal indication. Using in chart 17-A $V_o=550$, $T_o=70/550=13\%$, $G/C=0.43$ and $T_3=20/190=11\%$, $C_{D3}$ is found to be negligible; thus, chart 17-B governs and shows a design capacity of 80 v.p.h. The 190 v.p.h. turning left, therefore, must be handled either with a much larger $G/C$ on the east approach or with a separate signal indication for the left turn—three-phase control.

Re-entering chart 17-A with $V_o=550$, $T_o=13\%$ at the upper left, and with $C_{D3}=V_3=190$ v.p.h. and $T_3=11\%$ at the bottom, find the intersection of $G/C=0.70$. Considering a separate phase for the left-turning movement $G/C=0.23$ is indicated in Chart 18-A, using $C_{D3}=V_3=190$ v.p.h., $T_3=11\%$, and $a=$ [illegible] feet.

Thus, without a separate signal indication for the left turn, 2-phase control, the $G/C$ required for the east approach is 0.70. With a separate signal indication for the left turn 3-phase control, the $G/C$ required for the east approach (total) is equivalent to 0.43+(3/72=0.04 amber)+0.23=0.70. The total $G/C$ for the east approach is the same with either phasing. However, the west approach and the approaches on the north-south street should be analyzed before determining the phasing. Another alternative for handling traffic on the east approach may involve an advance green with possibly a lesser total $G/C$. See *Part 3 Special Conditions, Left-Turn Lane on Advance Green Signal.*

## Intersections With Average Conditions

As with two-way facilities, charts were developed for evaluation of capacities of 1-way streets. For purposes of planning and preliminary design, chart 2 is presented in simplified form, using average conditions. It allows the determination of design capacity of 1-way street approaches with and without parking for various locations within metropolitan areas of different sizes.

***Problem 21***

An intersection on a 1-way street, 42 feet wide, with parking on both sides, located in the outlying business district of a metro area having a population of 750,000, is assumed to be operating under average conditions. What is the design capacity if the signal is so timed that $G/C=0.60$? What will be the possible capacity?

*Solution:* In chart 2, using $W_A=42$, *OBD–PKG BOTH SIDES* curve, and $G/C=0.60$, read for metro size of 750,000, $C_D=1,700$ v.p.h. From Table 2, $f=1.28$ and $C_P=1,700\times1.28=2,170$ v.p.h.

## Streets Without Parking

Charts 7, 8 and 9 include the adjustments for specific intersection conditions on 1-way streets without parking. Chart 7 is applicable to central business districts, chart 8 to fringe areas and outlying business districts, and chart 9 to residential areas.

Chart format and procedural steps in the solution of problems are similar to those for 2-way streets, including tables A and B, which provide adjustments for various levels of service and peak-hour factors. Where bus stops are present, chart 16-A is applicable.

***Problem 22***

A 41-foot street in a downtown area of a metro area of 245,000 population is converted to 1-way operation with no parking. Other conditions are $T=15\%$, $R=12\%$, $L=20\%$, $B=$no bus stop, and 35% of the cycle time must be devoted to the cross street. What is the design capacity of the 1-way street if 2-phase signal control is used with $C=60$ seconds and each amber interval=3 seconds? What will be the possible capacity?

*Solution.* Green time that must be allotted to the cross street is 35% of 60=21 seconds. Green time available for the 1-way street is $60-21-(2\times3)=33$ seconds, and $G/C=33/60=0.55$.

Using chart 7, with $W_A=41$, $T=15\%$, $R=12\%$, $L=20\%$, $MP=$population of 245,000 and $G/C=0.55$, obtain $C_D=1,680$ v.p.h.

$C_P=1,680\times1.13=1,900$ v.p.h.

## Streets With Parking—One Side

Charts 10 and 11 show capacity relations for 1-way streets with parking on one side only. The same charts are applicable whether the parking is on the left or on the right side. The only difference to be accounted for is when bus stops are present. With parking on the right, chart 16-B for bus stops, with parking, should be used to adjust design capacity values in charts 10 and 11. With parking on the left, chart 16-A for bus stops, with no parking, should be used to supplement the results in charts 10 and 11.

***Problem 23***

Determine the design capacity of a 33-foot, 1-way street with parking on the right side at a cross street which requires an 18-second green interval within a 75-second cycle. The intersection is situated in the fringe area of a city having a metro population of 650,000. Other conditions are $T=12\%$, $R=20\%$, $L=10\%$, bus stop on the near side serving 48 buses during the peak hour, and two 3-second amber periods per cycle.

*Solution.* Enter chart 10 with $W_A=33$ feet and proceed through the chart in accordance with the conditions given, using $G/C=1.00-18/75-6/75=0.68$ (see arrows), read $C_D=1,270$ v.p.h. In chart 16-B, using 48 buses per hour, fringe area, and $W_A=33$ feet, find a local bus factor of 1.09. Design capacity is $C_D=1,270\times1.09=1,380$ v.p.h.

***Problem 24***

If, in Problem 23, all conditions remain the same, except that parking is shifted from the right to the left side, what will be the design capacity?

*Solution.* $C_D$, as above, is 1,270 v.p.h. Chart 16-A, with no parking, however, is applicable and produces a local bus factor of 0.85. Design capacity is $C_D=1,270\times0.85=1,080$ v.p.h.

## Streets With Parking—Both Sides

Capacities of 1-way streets with parking on both sides are covered in chart 12 for downtown and fringe areas, chart 13 for outlying business districts, and 14 for residential areas.

***Problem 25***

Determine the design capacity and possible capacity of a 41-foot, 1-way street with parking on both sides in the *CBD* of a metro area with a population of 175,000. Other conditions are: $T=15\%$, $R=28\%$, $L=9\%$, $G/C=0.48$, and no bus stops.

*Solution.* Proceed through chart 12 in accordance with the given conditions (see arrows), find $C_D=900$ v.p.h.

$C_P=900\times1.28=1,150$ v.p.h.

## Intersections With Separate Turning Lanes

Separate turning lanes on 1-way streets have the same operational characteristics and capacities as comparable turning lanes on 2-way facilities. Capacities of exclusive left- and right-turning lanes without a separate signal indication on 1-way approaches may be found in charts 17-C and 17-D, and required lengths in chart 17-E. With separate signal indication, the relations in chart 18 are applicable. The procedures for evaluating service volumes and capacities of 1-way approaches with turning lanes are the same as for 2-way facilities. A left-turn lane with separate signal indication is not as advantageous on a 1-way approach as on a 2-way approach with opposing traffic. However, separate signal indications for turning lanes on 1-way approaches may be employed in some channelization arrangements or in conjunction with separate pedestrian phases.

***Problem 26***

If all the conditions are the same as in problem 22, except that an 11-foot lane within the 41-foot street is designated exclusively for left turns, what is the design capacity of the approach?

*Solution.* For the through-plus-right movement from chart 7, using $W_A=41-11=30$ feet, $T=15\%$, $R=12-(100-20)=15\%$, $L=0\%$, $MP=245,000$ pop., and $G/C=0.55$, $C_D=1,280$ v.p.h.

Left-turning volume $=(1,280\times0.20)-(100-20)=320$ v.p.h. Check for design capacity in chart 17-C, using $G/C=0.55$ and $T_3=15\%$, is $C_D=300$ v.p.h., $C_{P3}=300\times1.3=390$ v.p.h.

If the left-turn lane is allowed to operate slightly under level of service C, operation equivalent to design capacity in the approach would be $1,280+320=1,600$ v.p.h. If no movement is to exceed design capacity, the approach volume would be $1,200+300=1,500$ v.p.h.

CHARTS 1–15 cover the general conditions found at 2-way and 1-way intersections under traffic signal control. In addition, there are a number of other conditions in the analysis and design of intersections for which certain steps or instructions are to be followed in applying the charts.

## *Determination of Levels of Service Other Than at the Designated Design Capacity*

Levels of service recommended in the *Manual* for design of intersections are C for urban conditions and B for rural conditions. Because of the complexity of intersection operation and the numerous adjustment factors required, some of which are empirical, there seems to be little justification for considering other levels of service in design. Accordingly, charts 1–14 and 17–20 are predicated on a design capacity corresponding to level of service C. Chart 15, representing rural conditions, is based on level of service B. Possible capacity, or level of service E, is also considered in the analyses to establish the maximum attainable service volume. Possible capacity is determined by the application of conversion factors in table 2 to the chart design capacity values.

If desired, other levels of service can be evaluated by the application of factors listed in tables 3, 4 and 5, as follows:

(1) To find service volume for some other level of service for a given width of approach and other conditions, find design capacity on chart and multiply result by appropriate factor in table 3, 4 or 5.

(2) To find width of approach or $G/C$ to accommodate a given traffic volume at a desired level of service, divide traffic volume by appropriate factor in table 3, 4 or 5 and enter chart to find the required element.

(3) To determine the level of service for a given traffic volume when all the intersection approach conditions and signal timing are known, find design capacity in chart, divide traffic volume by design capacity, compare result, $V/C_D$ ratio, with factors in table 3, 4 or 5 to determine level of service. An illustration of this procedure may be found in problem 29.

## *Signal Systems Other Than Fixed Time*

The capacity charts and analyses presented thus far are predicated on fixed-time signal control, that is, the signal setting remains unchanged during the analysis period. This also pertains to signal timing which may be varied during certain periods of the day—such as 3-dial control for which a different signal setting is used during the morning peak period, the off-peak periods, and the evening peak period. Utilization of the $G/C$ ratio in capacity analyses is also applicable, with some modification, to actuated control and progressive systems.

### Fully actuated control

The proportion of green time during a given hour, or the average $G/C$, for an intersection approach operated under fully actuated control is the sum of all the green intervals in seconds during the hour divided by 3,600. Because the green interval varies generally in accordance with demand, the actual proportion of green time within the hour cannot be predicted. However, the $G/C$ ratio, based on the average green interval for the hour, would indicate the proportion of green time used. Therefore, since the signal timing varies approximately with the demand flow of vehicles per hour per lane on the several approaches, in accordance with relative capacities of each approach, there is a tendency for the average $G/C$ ratios to approach the $G/C$ ratios of fixed-time control. That is, the average $G/C$ ratio for a given approach under actuated control is approximately equal to the ratio of the demand volume per lane on that approach to the sum of the demand volumes per lane on the two approaches controlling the signal timing during the hour, less the proportion of cycle used for amber periods. This, in essence, is the procedure used for capacity analyses of intersections operated under fixed-time control. Therefore, *for fully actuated signal control the same procedure as for fixed-time control may be employed as a close approximation of the $G/C$ ratios for purposes of planning and design* of intersections. For improvement of existing intersections, field studies to determine average $G/C$ ratios should be undertaken to achieve more precise results. Actually, the fully actuated control is more efficient than fixed-time control because the effect of full actuation is to more nearly fill or load each green interval. Accordingly, the method suggested for analyses in design provides a conservative approach.

### Semi-actuated control

The estimation of the average $G/C$ ratio requires consideration of the individual characteristics of the installation, including the green time setting on the minor approach and the minimum cycle length used. For intersection design, the following procedure is suggested:

(1) A trial average $G/C$ for the critical approach on the minor road is determined, using an appropriate chart, as if the intersection were operated under fixed-time control.

(2) Usually, the green time on the minor road is kept to a minimum taking the hourly approach volume and peak-hour factor into consideration, but usually not less than a fixed interval of 15 seconds.

(3) A minimum $C$ value is selected which would yield a $G/C$ ratio approximately equal to or greater than that originally calculated.

(4) Generally, minimum $C$ is selected to be not greater than 150 seconds, preferably 120 seconds or less. When there is no demand on the cross road, the green phase on the major facility continues and $C$ is extended. However, when there are repeated calls from the side road, the signal alternates in accordance with the minimum $C$.

(5) The average $G/C$ on the minor road is then adjusted to these controls and the design of the major road approaches is predicated on the remaining available $G/C$.

Local practice in the use of the length of the green interval on the minor road and the minimum cycle length may temper the values given in the above procedure. Caution should be exercised in determining the initial $G/C$ in the first step of the procedure because semi-actuated control is used along major highways in conjunction with cross roads that carry light volumes and frequently accommodate peaks of short duration, such as 15 or 20 minutes. In such situations, an *hourly rate of flow* should be used as a basis for determining the $G/C$ ratio and the $G$ interval on the minor road. The procedure for analyzing approaches with high peaking characteristics is covered in this Part under the heading *Intersections with High Peaking Characteristics*.

### Progressive signal systems

Signalizations that provide coordination between successive signals designed to keep platoons of traffic moving continuously through intersections, yield somewhat higher capacities than do isolated signals or series of signals without coordination. Stated another way, for the same volume and $G/C$, the level of service provided at an intersection within a progressive signal system would be somewhat higher than at an isolated, fixed-time signal controlled, intersection. The increase in service volume or capacity is difficult to estimate and may not be significant unless near perfect progression is achieved. To be safe, the increase usually is not taken into consideration in the design of geometric requirements of intersections. However, on 1-way streets with very efficient signal progression load factors equal to or approaching 1.00 might be achieved. The design and possible capacities under such circumstances, therefore, may be increased using tables 3 and 4, by the ratio of the $f$ value for a load factor of 1.00 (extrapolated) to the $f$ value for a load factor of 0.85. Usually, these values calculate to a reasonably consistent ratio of 1.05, thus, design and possible capacities for signalized intersections within an excellent progressive system may be determined by multiplying the chart values by 1.05.

### *Problem 27*

A 2-way minor road intersects a major street in an outlying residential area of a city having a metro population of ½ million. The major facility requires a $G/C$ of not less than

0 75 The minor road has a demand volume of 200 v p.h. in the predominant direction, other conditions on the approach are. $T=28\%$, $R=20\%$, $L=35\%$, no parking, and no bus stops A semi-actuated signal control is needed with a green interval preferably not less than 18 seconds on the crossroad Determine the number of lanes on the minor approach and the signal timing for operation at design capacity.

*Solution* Since the major facility is not to be altered, the number of lanes required on the minor approach may be estimated on the basis of a fixed-time signal Because the average cycle is apt to be long, assume that only 5% of the cycle would be devoted to amber periods ($A$). The average $G/C$ for the minor approach equals, tentatively, 1 00 − 0 75 − 0 05 = 0 20 Using the indicated conditions in chart 4, $W_A=19$ feet, minimum Employing 11-foot lanes for this facility, a $W_A$ of 22 feet is selected Using this width and other conditions, as before in chart 4, a $G/C$ of 0.16 is required to handle 200 v p h ; or, holding $G/C=0\ 20$, a volume of 250 v.p h. can be accommodated.

The minimum cycle length may be calculated as follows. $G/C$ on major street, plus $G$ on minor street ÷ $C$, plus $A$ (per cycle) ÷ $C$ equals 1 00; for $G=18$ seconds, and $A=6$ seconds, $0\ 75+18/C+6/C=1\ 00$, or $C=95$ seconds If a longer minimum cycle of, perhaps, 120 seconds is desired, $G$ on the minor road can be increased to $120\times 20=24$ seconds, or, if 20 seconds of green is set with a second cycle, $G/C=20/120=0\ 17$, then, additional green time can be devoted to the major street, so that $G/C=(1\ 00-0\ 17-0\ 05)=0\ 78$

## *Intersections With High Peaking Characteristics*

Intersection capacities vary with city size and peaking characteristics. Normally, peak-hour factors are within a range of 0 80 to 0.90 Where such factors are not available, which often occurs in design, the capacity analysis may proceed with the knowledge only of metro population as provided for in charts 3–14

Some intersection approaches serve localized traffic generators that produce high peaks within a 15- or 30-minute period, while the other approaches at the same intersection may be operating under normal peaking conditions. The low peak-hour factor on one approach under such circumstances should be accounted for in evaluation of capacities This may be done, if the peak-hour factor is 0 70 or more, by using an appropriate adjustment factor in charts 3–14, found in table B on the charts for the particular metro size and $PHF$ Where the $PHF$ is less than 0 70 in urban areas, the following procedure should be used:

(1) Find $C_D$ in charts 3–14, using metro size directly.

(2) Divide $C_D$ by the following average peak-hour factors 0 80 for metro population of 50,000 or less, 0 85 for metro population of 100,000–750,000 and 0 90 for metro population of 1,000,000 or more

(3) Multiply above by $PHF$ determined for the approach to establish design capacity.

In rural areas, find $C_D$ in chart 15 using $PHF=1\ 00$, then, multiply result by $PHF$ relevant to the approach to determine design capacity.

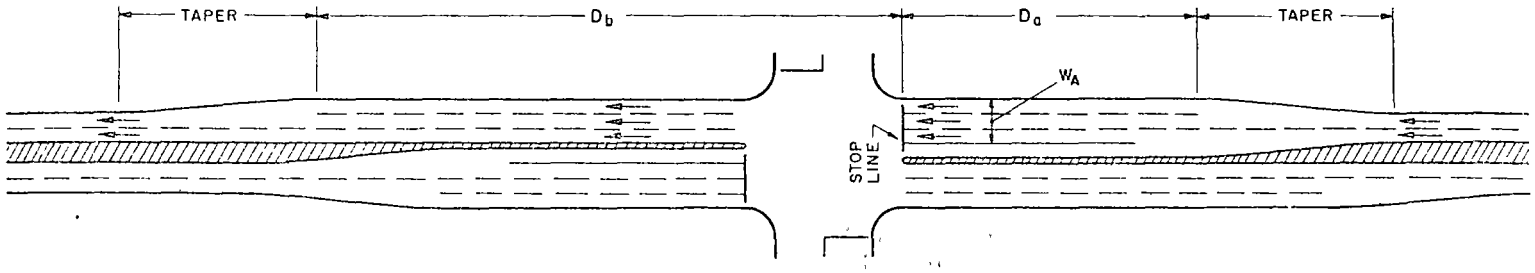
***Problem 28***

In the outlying district of a metro area of one million population, a road intersecting an arterial facility serves an industrial plant A $G/C$ of 0 38 is available for moving traffic in the p.m peak on the crossroad During this period the volume in one direction on the critical approach is 840 v p h ; and, during the highest 15 minutes of the hour, there is a flow of 390 vehicles as determined by field measurements Other conditions are $T=5\%$, $R=38\%$, $L=7\%$, no parking, and no bus stops Determine the number of lanes required on the crossroad approach.

*Solution* Because of the high peak within the hour, a $PHF$ of $840-(4\times 390)=0\ 54$ should be used in the analysis. To find the required width, the chart has to be entered with the demand volume The demand volume, however, must be adjusted for the special condition of low peak-hour factor The adjusted volume, as previously explained, but reversed for this problem, is $840\times 0\ 90-0\ 54=1{,}400$ v p h. Proceed through chart 4 from bottom to upper left using $C_D=1{,}400$, $G/C=0.38$, $MP=$population of 1,000,000, $L=7\%$, $R=30\%$ or more, and find $W_A=36\ 5$ feet Provide three 12-foot lanes, or $W_A=36$ feet

## *Widened Approaches*

Intersection capacities can be significantly increased by widening the traveled ways through the intersection This may be accomplished in conjunction with one or more approaches by adding a traffic lane for a certain distance in advance of and beyond the crossroad, or, on streets with parking, the additional lane through the intersection can




LENGTH OF WIDENING BEYOND INTERSECTION

| LENGTH REQUIRED FOR * | | | TAPER feet |
|---|---|---|---|
| ACCELERATION | | MERGING | |
| DESIGN SPEED mph | $D_b$ — feet | | |
| 40 | 200 | $D_b$ = 12 x G | 200 |
| 50 | 525 | (G, Green interval in seconds) | 250 |
| 60 | 900 | | 300 |

* Use the larger of two values but not less than 300 feet

LENGTH OF WIDENING IN ADVANCE OF INTERSECTION

| LENGTH REQUIRED FOR † | | | TAPER feet |
|---|---|---|---|
| DECELERATION | | STORAGE | |
| DESIGN SPEED mph | $D_a$ — feet | • Divide approach volume by number of lanes in $W_A$ • Use volume per lane in chart 18-C, find $D_2$ = $D_a$ on desirable scale (minimum scale for restricted conditions) | |
| 40 | 150 | | 175 |
| 50 | 200 | | 225 |
| 60 | 250 | | 275 |

† Use the larger of two values but not less than 200 feet

*Figure 9.—Intersection with widened approaches, length requirements.*

be supplied by partial elimination of parking. Where the extra lane introduced is of sufficient length preceding and following the intersection, the service volumes and capacities will correspond to those for the total width of approach as if the added lane were continuous indefinitely.

**Increased width through intersection—no parking**

Where the traveled way is widened for a sufficient distance in advance of the intersection and the same widening is continued for a sufficient distance beyond the intersection, enter charts 3–4, 7–9, or 15 with $W_A$ equal to the total width of one approach including the widening on that approach, then use the chart in the normal manner. Required minimum lengths of widening are presented in figure 9. The larger of the two values indicated in the figure for the approach and departure should be used, but not less than 200 and 300 feet, respectively. The widening thus determined would be preceded and followed by appropriate tapers in accordance with design speed.

**Elimination of parking through intersection**

Where parking on a street approach is eliminated in advance of the intersection and beyond the intersection for a sufficient distance, use chart 3–4 or 7–9, instead of chart 5–6 or 10–14, as if there were no parking on the street. Required minimum distances for elimination of parking to achieve this condition are: First, elimination of parking in advance of the crossroad, measured back from the stop line on the approach, should be for a distance in feet equal to or greater than 8 times the green interval in seconds ($8G$), but not less than 250 feet, and second, elimination of parking beyond the crossroad, measured forward from the stop line on the approach, should be for a distance in feet equal to or greater than 12 times the green interval in seconds ($12G$), but not less than 350 feet.

***Problem 29***

An isolated intersection at a crossroad in a rural area with normal peaking characteristics is causing congestion on a 4-lane, divided highway. The 2-phase signal control is timed in balance with the demands and capacities of the intersecting facilities and allocates to the major highway a $G/C$ of 0.65 within a 74-second cycle. All lanes are 12 feet wide, and separate left-turn lanes are provided in the median. Design speed is 50 m.p.h. Other conditions on the critical approach are: $T=8\%$, $R=10\%$, $L=5\%$. Determine the level of service on the one approach of the divided highway during the peak hour when the total approach volume is 1,400 v.p.h. Determine to what degree congestion may be alleviated by widening the highway through the intersection, as shown in figure 9, but using the same signal timing. If the uninterrupted flow design capacity of the highway at level of service B is 1,850 v.p.h., how would the signal timing be adjusted—assuming that the crossroad can be improved to operate on a lesser green-time allocation with a $G$ of not less than 18 seconds—to bring the intersection design capacity in balance with the remainder of the divided highway?

*Solution.* Because the left-turning movement is accommodated in a separate lane, the through-plus-right movement is 95% of 1,400, or 1,330 v.p.h., and $R$ with the left-turning movement removed is $10-0.95=11\%$. In chart 15, using $W_A=24$, $T=8\%$, $R=11\%$, $L=0\%$ and $G/C=0.65$, find $C_D=1,100$ v.p.h. Ratio of approach volume to design capacity is $V/C_D=1,330\div1,100=1.21$. In table A of chart 15, $f$ for level of service C is 1.11, and for level D is 1.23. Operation, therefore, is at level of service D.

By widening the approach through the intersection by one lane, $C_D$ is increased to 1,530 v.p.h., using $W_A=36$ feet and no change in other conditions. Ratio of approach volume to design capacity is $V/C_D=1,330\div1,530=0.87$, which according to table A in chart 15, operation would be at level of service A. To achieve this design capacity, the lengths of added lane in advance of and beyond the intersection, in each case measured from the stop line on the approach, are as follows in accordance with figure 9:

$D_a$—for deceleration, length is 200 feet; for storage, using a volume of $1,330\div3=440$ v.p.h. in chart 18-C, length is 480 feet, $D_a$ required is 480 feet plus taper of 225 feet.

$D_b$—for acceleration, length is 525 feet; for merging, length is $12\times0.65\times74=570$ feet, $D_b$ required is 570 feet plus taper of 250 feet.

To bring the design capacity of the widened intersection in balance with the uninterrupted-flow design capacity of the highway approach, 1,850 v.p.h., the signal timing must be adjusted to accommodate a through-plus-right volume of $1,850\times0.95=1,760$ v.p.h. Using chart 15 with the other conditions as before, find $G/C=0.74$. To maintain a green interval of not less than 18 seconds on the crossroad (previously available), assuming an 8-second amber per cycle, the new cycle length is determined from the relation $0.74\div18/C\div8/C=1.00$, $C=100$ seconds. The lengths of widening to maintain volumes equivalent to design capacity become $D_a=870$ feet (or minimum of 650 feet), and $D_b=890$ feet.

## *Check for Capacity of Left Turn*

Any intersection approach on a 2-way street that does not involve a separate left-turn lane should be checked for capacity of the left-turn movement. This may be done in the same manner as for a separate left-turn lane as the number of left-turning vehicles that can be accommodated with 2-phase control, whether on a separate lane or not, is governed either by the volume of traffic opposing the left turn or by the length of cycle. Charts 17-A and 17-B should be used to check the capacity of the left-turn movement. Such a check is necessary for every intersection involving 2-way streets. If the volume of left-turning vehicles exceeds the possible capacity as determined in charts 17-A and 17-B, serious congestion may result, the overall capacity of the approach may be materially reduced, and the results determined in charts 3–15 would be erroneous. When this is encountered, the left-turning movement should be prohibited or, if feasible, accommodated on a separate signal indication.

***Problem 30***

Check whether the left-turn volume in problem 6 can be handled satisfactorily.

*Solution.* Left-turn volume is 5% of 1,[illegible]0 or 60 v.p.h. For the conditions given, it is found in chart 17-B that upwards of 80 v.p.h. can be accommodated at design capacity, therefore, the solution in problem 6 is satisfactory.

***Problem 31***

A 23-foot approach on a 2-way street without parking in the central business district of a metro area of ½ million population operates under the following conditions: approach volume 950 v.p.h., of which 130 v.p.h. turn right and 210 v.p.h. turn left, opposing through volume during the same period is 670 v.p.h., trucks are generally 8% on all movements, a 36-second green within a 2-phase, 60-second cycle is allotted to this street, there are no bus stops. Determine the level of service on the approach.

*Solution.* A left-turn check must always be made as a first step in the problem solution on a 2-way facility controlled by a 2-phase signal. In chart 17-A using $V_o=670$, $T_o=8\%$, $G/C=0.60$ and $T_3=8\%$, it is found that few left-turning vehicles can be handled during the given phase. Chart 17-B, therefore is used and indicates that 96 v.p.h. turning left can be accommodated at design capacity and $96\times1.3=125$ v.p.h. at possible capacity.

Because the left-turning volume of 210 v.p.h. significantly exceeds the capacity, [illegible] left lane on the approach may be largely nullified as a carrier of straight-through traffic during the peak hour. If this condition were ignored in the analysis, an erroneous answer from chart 3 would indicate 860 v.p.h. as the design capacity of the approach—using $W_A=23$, $T=8\%$, $R=14\%$, $L=22\%$, $MP=$ population of 500,000 and $G/C=0.60$—and table A on the chart would indicate that, with a factor of $950/860=1.11$, operation is at level of service D. Under these circumstances there is no way of determining the level of service at which the intersection approach would be operating. For example, if the left lane was occupied by vehicles waiting to turn left throughout the hour, capacity would be equivalent to just one lane or $C_D$ of about 600 v.p.h. and $C_P$ of about 720 v.p.h. The latter is approximately equal to the through-plus-right volume of $950-210=740$ v.p.h. Thus, the through-plus-right movement would operate at approximately the possible capacity and the left-turning movement would exceed possible capacity or would operate at level of service F. A solution to this problem would entail either a prohibition of the left turn or an approach widened to include an exclusive left-turn lane using a separate signal phase.

## *Non-Deterring Turning Movement*

On the intersection approach of a 2-way facility where the right-turning path is reasonably direct and pedestrian interference is minor, the right-turning movement may be

## EXAMPLE

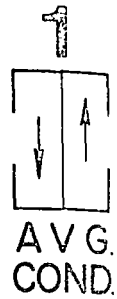
**Given**

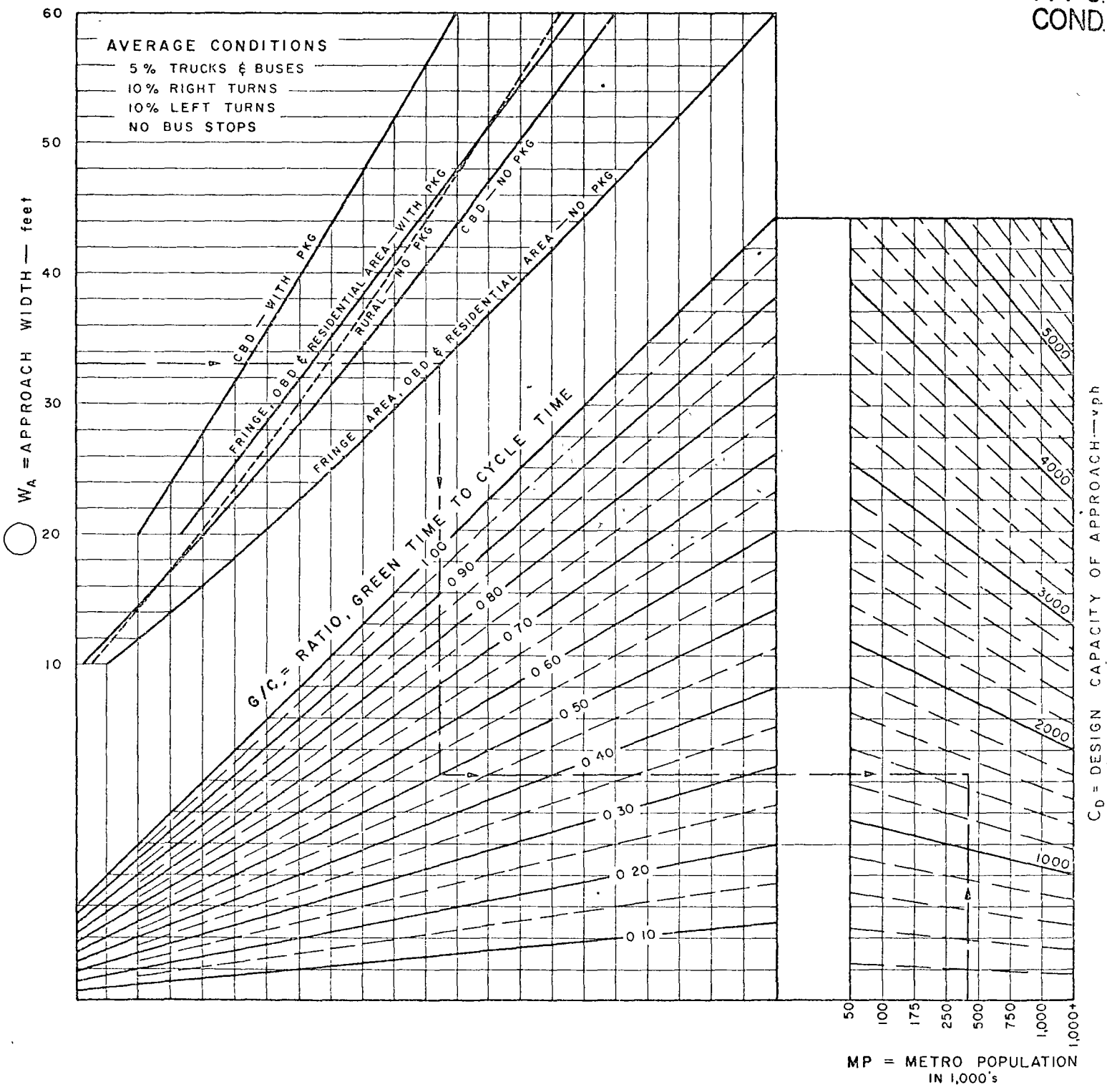
Two-way, 66-ft Street
No Parking
Metro Pop. — 400,000
Fringe Area

$W_A = 33'$
$G/C = 0.50$

**Solution**

$C_D = 1500$ vph




DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

TWO-WAY FACILITIES — AVERAGE CONDITIONS

CHART I

considered a part of the through movement, in which case $R=0\%$ would be used in the chart solution.

On the intersection approach of a 1-way facility where the turning conditions are as described above, either the right- or left-turning movement, or both, may be considered a part of the through movement. Such conditions are likely to occur at high-type, channelized intersections where turning movements can be accommodated as efficiently as through movements.

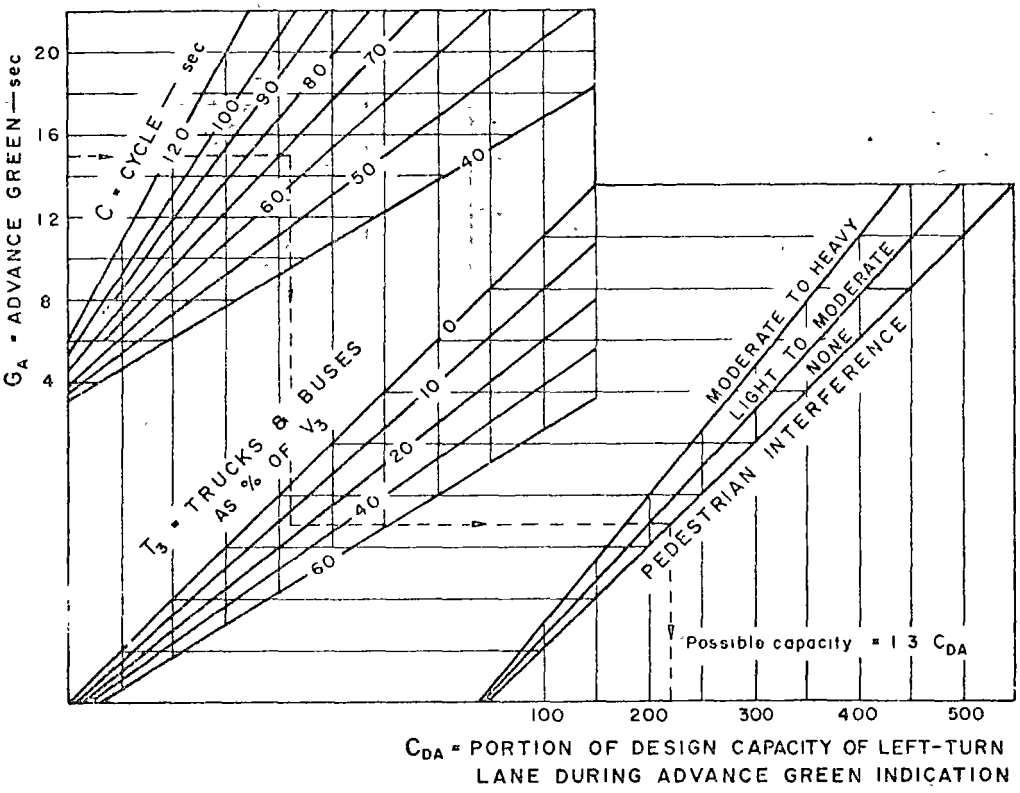



*Figure 10.—Left-turn lane capacity on advance green indication.*

## *Left-Turn Lane on Advance Green Indication*

Left-turning movements on 2-way facilities that cannot be fully accommodated in the face of opposing traffic under normal 2-phase control require a separate signal indication. The control may be in the form of a third phase devoted to the left-turning movement. This type of signal arrangement is particularly advantageous when the opposing left-turning movement is also relatively high in volume so that both turning movements can be accommodated simultaneously on the same third phase.

When a left-turning movement requires a separate signal indication, but the opposing left turn is sufficiently light so that it does not require a separate indication, an advance green period may be employed for the first left-turning movement to meet the capacity requirements. The advance green may be in the form of a separate green arrow introduced at the beginning of and simultaneously with the circular green indication for the through movement. The opposing movement is stopped by a red indication while the green arrow is in force. When the green arrow is turned off without using an amber period, the opposing movement is allowed to move and the regular circular green designation on the approach continues unabated. Thus, the left-turning movement is not only accommodated during the green arrow indication, but is allowed to move during the remaining regular green period on the approach as well. The additional left-turning vehicles that can be handled during this latter period depend on the volume of opposing traffic as for any left turn operated without a separate signal indication.

Another form of advance green indication is a flashing green, used effectively in parts of Canada. The initial flashing period on a regular green indication, during which both through and left turns move on the approach, is equivalent to the green arrow period previously described. When the flashing stops and the green becomes steady, the left turning traffic is under the influence of the opposing through traffic. This form of control, when a full third phase is not required simultaneously to accommodate the opposing left-turning movements, provides considerable efficiency because of the short advance green interval, usually 6 to 12 seconds long, the no amber period at termination of advance green, and the opportunity for left-turning movement to continue during the remaining green phase on the approach. The total number of left-turning vehicles that can be handled by a signal control incorporating an advance green indication may be determined as follows (The *Manual* does not include data or analyses of intersections using advance green indication for left turns; the following material was developed to fill this void in design and operation of arterial streets.)

(1) *Advance Green Period*—Use the nomograph in figure 10 to determine the number of vehicles accommodated per hour at design capacity during the advance green indication.[3]

(2) *Remaining Regular Green Indication*—Use charts 17-A and 17-B in which $G/C$ is exclusive of the advance green to determine the number of vehicles accommodated per hour at design capacity.

(3) *Total Design Capacity of Left-turn Lane*—Sum of design capacities in (1) and (2).

(4) *Total Possible Capacity of Left-turn Lane*—Total design capacity in (3) multiplied by 1.3.

### *Problem 32*

If in problem 20 an advance green indication was used for the left-turning movement, determine the total length of green interval required during the a.m. peak to accommodate the traffic demand at design capacity on the east approach (see figure 5).

*Solution:* It has already been determined in problem 20 that the number of left-turning vehicles that can be handled at design capacity during the full green interval (2-phase control) on the east approach is 80 v.p.h. with a cycle of 72 seconds (chart 17-B). If an advance green is introduced, the number of vehicles turning left that would have to be accommodated by the advance green is (190—80) = 110 v.p.h. Enter at bottom of nomo-

[3] The nomograph is based on available but limited research. Vehicles accommodated on left-turn lanes under completely loaded conditions (1.00 load factor, representative of possible capacity), as reported from operational studies by D. G. Capelle and C. Pinnell (5), can be expressed as $N=0.477(G-1.6)$, where $N$ = number of passenger cars per cycle, and $G$ = green interval in seconds. These findings are similar to those of previous research by R. M. Bartle, V. Skoro and D. L. Gerlough (6). Dividing the above expression by 1.3, ratio of possible capacity to design capacity previously established and substituting $G_A$ as advance green for $G$, the formula becomes $N=0.38(G_A-1.6)$. This relation was tested against results of operational studies, carried out by F. J. Sanson (1962) and by V. Mitranic (1967) in Toronto, of turning movements on advance green indication. The st by Capelle and Pinnell, when reduced to design capacity, compared favorably with the latter studies which were indicative of normal or average peak-hour operations, particularly for $G_A$ values of 6 to 12 seconds. The nomograph in figure 10 is based on $N=0.38(G_A-1.6)$, with adjustments for trucks and pedestrian interference as previously established.

EXAMPLE

**Given**

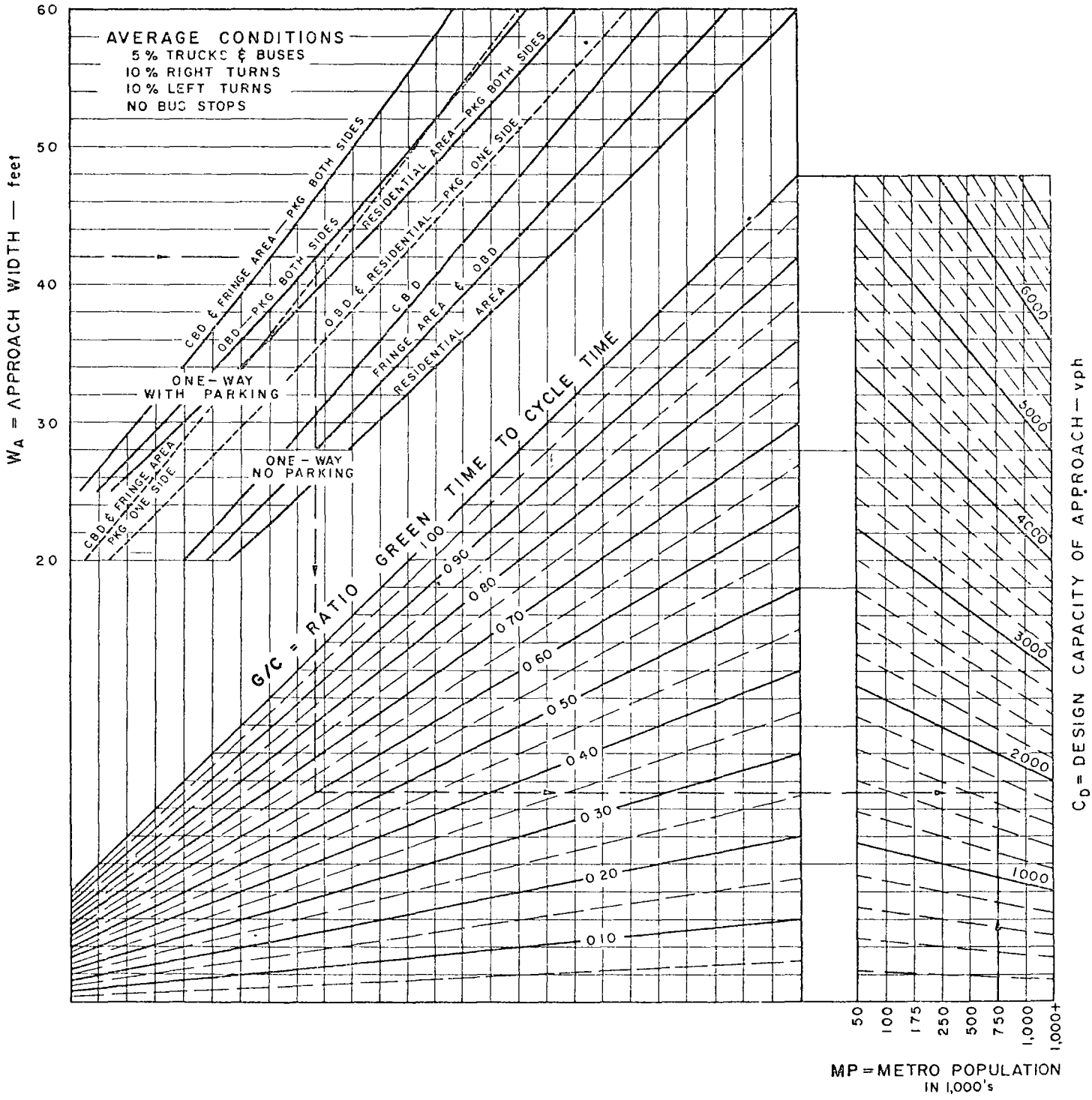
One-way, 42-ft Street
Parking Both Sides
Metro Pop — 750,000
Outlying Business District
$W_A$ = 42'
G/C = 0 60

**Solution**

$C_D$ = 1700 vph
$C_P$ = 1700 x 1 28 = 2170 vph
(Factor 1 28 from Table 2)

2

AVG. COND.




DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — AVERAGE CONDITIONS

CHART 2

graph in figure 10 with a volume of 110 v p h. and proceed up and to the left using the conditions: no pedestrians, $T_3=11\%$ and $C=72$; read $G_A=9$ seconds, or $G_A/C=9/72=0.13$.

The $G/C$ required for the through-plus-right movement on the east approach is 0 43, given in chart 4 and shown in problem 20. If $G/C=0$ 43 is also required on the west approach, the total green time requirements on the east approach would be $G/C=0.43+0$ 13$=0$ 56 in this solution, compared with 0.70 in problem 20 On the other hand, if $G/C$ of 0.30 or less was required on the west approach, the comparison would be 0 43 with 0 70, or the available time for amber and for green on the north-south street would be $G/C$ of 0.57 in this solution and $G/C$ of 0.30 in the solution of problem 20

## *Right-Turning Movement—Continuous, Controlled by Yield Sign, or Permitted on Red After Stop*

Special right-turning controls for continuous right-turning movement or for right-turning movement either controlled by yield signs or permitted on red after stop, are not covered in the *Manual* The following suggested procedures are approximations developed for design purposes only Right turns controlled by yield sign, and those permitted on red after stop, assume continuously high loading on the street being entered by right turns The values given, therefore, are considered to be safe for design.

(1) *Continuous right-turning movement on an exclusive lane with an auxiliary lane on the crossroad and turning speeds upwards of 15 m p h*—Design capacity is estimated to be 1,200 passenger cars per hour (p.c p h), or $1{,}200-(1+t)$, where $t$ is the proportion of trucks in the turning movement expressed decimally, that is, percentage of trucks divided by 100 Possible capacity is approximately 1 3 times design capacity

(2) *Right-turning movement controlled by yield sign at the point of crossroad entry, and not by the intersection signal, on an exclusively right-turn lane with channelization*—Capacity depends on the availability of gaps on the crossroad Because gap availability is difficult to predict, it is assumed that during peak periods there will be little, if any, opportunity for the right-turning movement to merge when the crossroad has a green indication For design purposes it is assumed that an average of 3 vehicles can merge per cycle in addition to those handled during the green indication on the approach. These merges are considered to take place as a spill-over from the green indication on the approach, plus an occasional entry during the green indication on the crossroad; the several vehicles per cycle are regarded as including an average proportion of trucks. The design capacity, therefore, is that found in chart 17-D for the $G/C$ ratio on the approach as a whole, plus $10{,}800/C$ v p h. Possible capacity is 1.3 times design capacity.

(3) *Right-turning movement on exclusive lane controlled by signal with turn permitted on red*—The condition is similar to (2), but less efficient To find design capacity, use chart 17-C or 17-D, plus 2 vehicles per cycle or $7{,}200/C$ v p h. Possible capacity is 1 3 times design capacity.

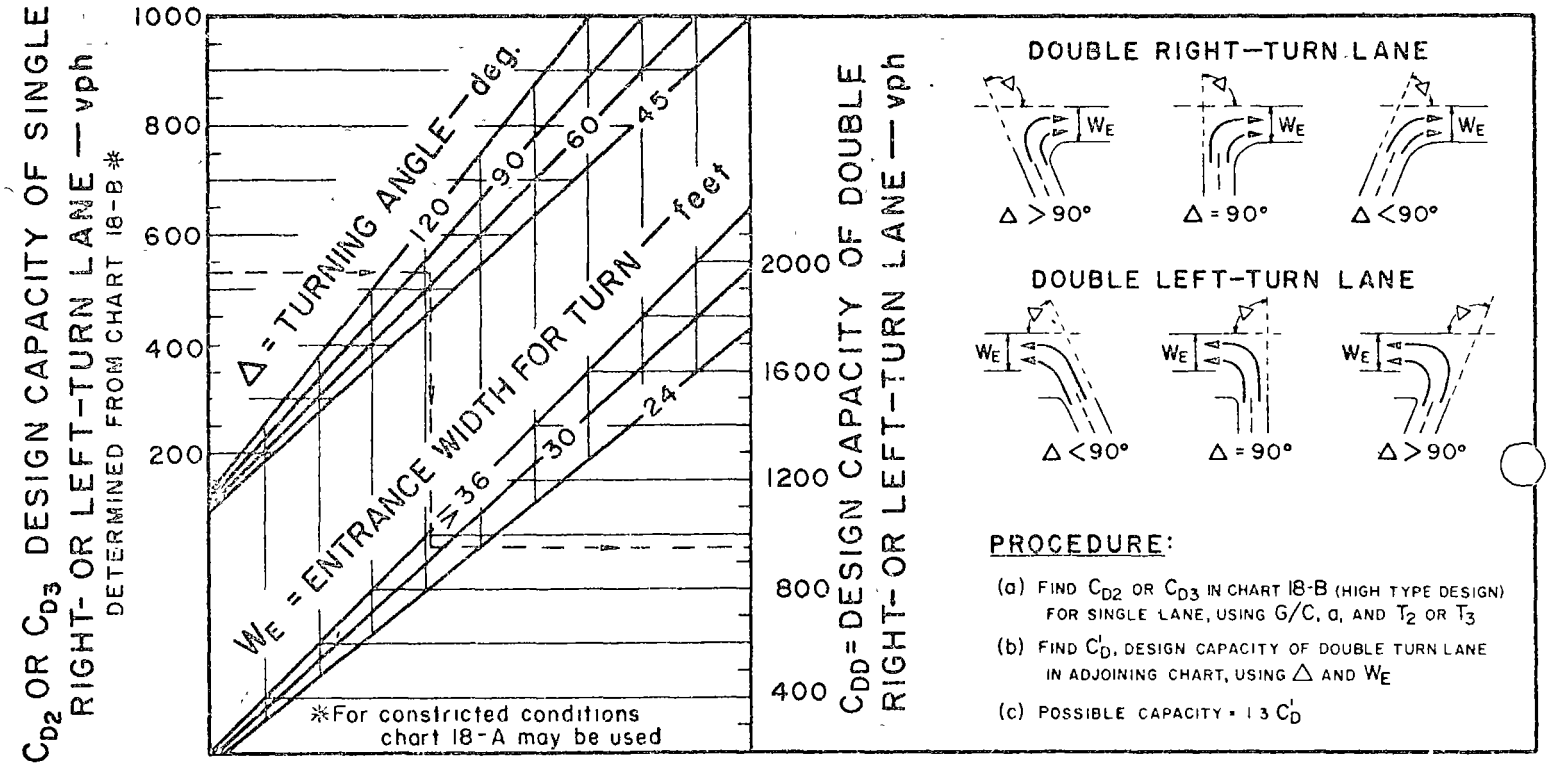



*Figure 11.—Capacity of double turning lanes.*

## *Capacity Controlled by Intersection Exit*

Generally the capacity of the approaches controls the capacity of the intersection At some locations, however, the width of traveled way beyond the intersection may be restricted or traffic may back up onto the intersection exit from the intersection ahead The latter situation may be corrected by coordination of signals and by the use of lagging or leading green indications Where the traveled way

## TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | 0.85 | 0.86 | 0.87 | 0.88 | 0.89 | 0.90 | 0.89 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | 0.90 | 0.91 | 0.91 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | 0.91 |
| C Design Capacity | 0.3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.20 |
| E Possible Capacity | 0.85 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.30 |

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

EXAMPLE

Given

$W_A$ = 25'  L = 10 %
T = 8%  MP = 500,000 CBD
R = 25%  G = 36 sec, G/C = 0.60
B = No bus stop

Solution

Design capacity
$C_D$ = 1040 vph

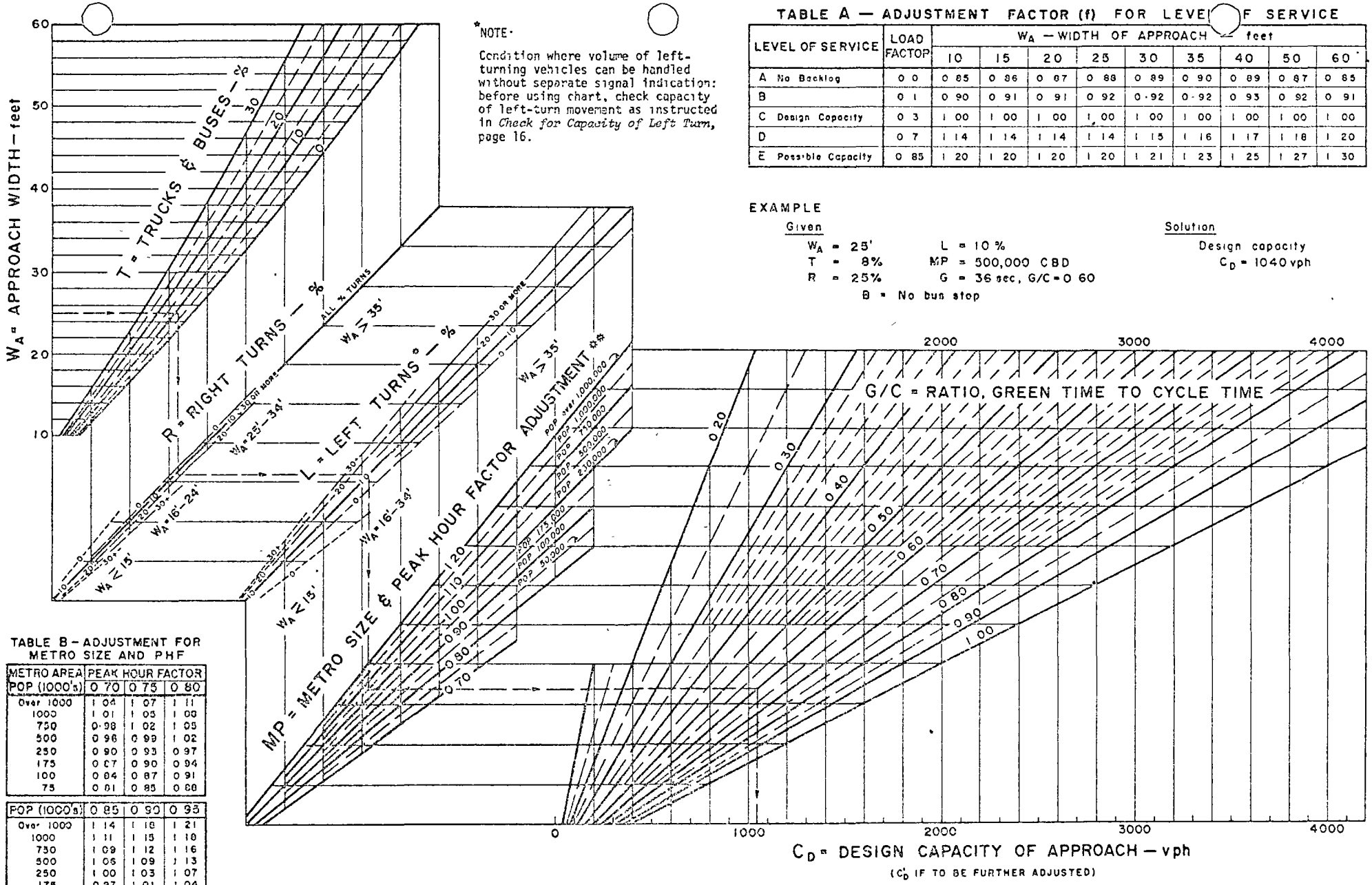



TABLE B — ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.04 | 1.07 | 1.11 |
| 1000 | 1.01 | 1.03 | 1.06 |
| 750 | 0.98 | 1.02 | 1.05 |
| 500 | 0.96 | 0.99 | 1.02 |
| 250 | 0.90 | 0.93 | 0.97 |
| 175 | 0.87 | 0.90 | 0.94 |
| 100 | 0.84 | 0.87 | 0.91 |
| 75 | 0.81 | 0.85 | 0.88 |

| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.18 | 1.21 |
| 1000 | 1.11 | 1.15 | 1.18 |
| 750 | 1.09 | 1.12 | 1.16 |
| 500 | 1.06 | 1.09 | 1.13 |
| 250 | 1.00 | 1.03 | 1.07 |
| 175 | 0.97 | 1.01 | 1.04 |
| 100 | 0.94 | 0.98 | 1.01 |
| 75 | 0.92 | 0.95 | 0.98 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

# DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

## TWO-WAY STREET — NO PARKING — C.B.D.

## CHART 3

C.B.D.

3

available for moving vehicles is narrower on the intersection exit than on the intersection approach, capacities may be estimated as follows: Enter charts 3-14 with $W_A$ equal to the width of the exit. Exit width is measured from division line to curb on 2-way streets, and curb to curb on 1-way streets. Proceed through chart in usual manner, but use $T$=percentage of trucks and buses in through movement only, $R=0\%$, $L=0\%$, $MP$=metro population, and $G/C$ equivalent to that used on the approach, adjust for bus stop only if it is on the far side, using $L+R=0\%$.

**Double right- or left-turn lane on 2 exclusive lanes**

The capacity of a double turning lane may be determined in accordance with the procedure outlined in figure 11 using chart 18-B in combination with the nomograph in figure 11. The procedure is based on the following: According to the *Manual*, at a usual intersection the second or outer lane of a 2-abreast turning movement is capable of handling a service volume or capacity of 0.8 times the value for a turning lane indicated in charts 17 and 18, or an average per lane of 0.9 times the single-lane capacity.

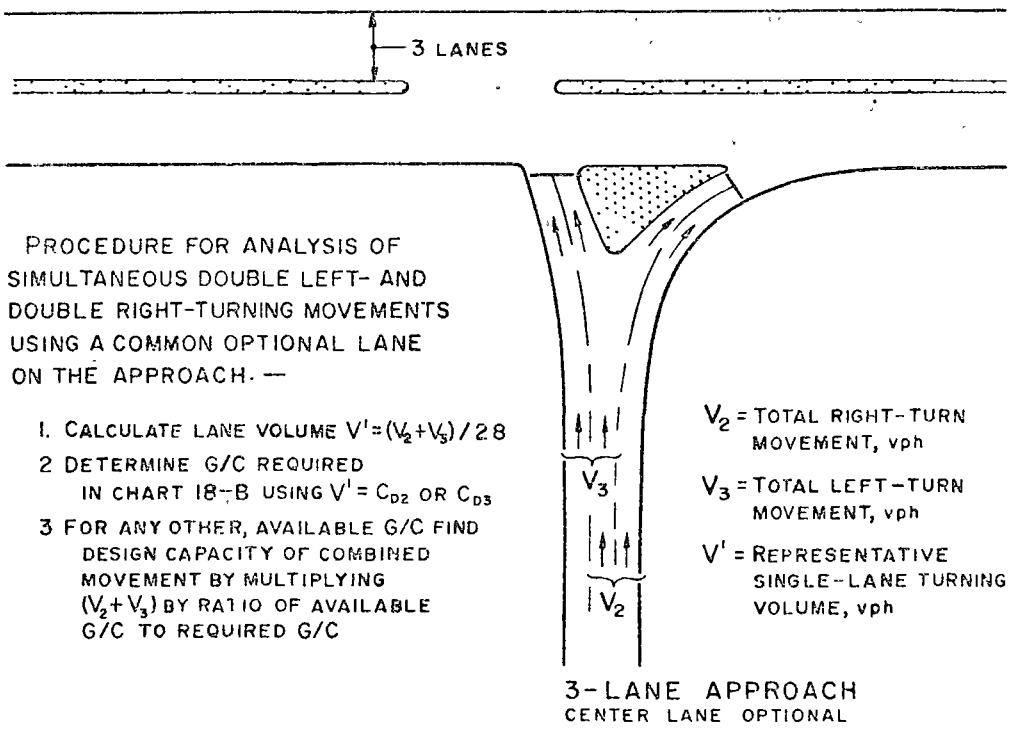



*Figure 12.—Combined double left-turning and double right-turning movements with optional lane.*

## *2-Lane Turning Movements*

Where the capacity of a right- or left-turn lane is insufficient to handle the demand volume, the use of a double turning lane should be considered. This may be on two exclusive lanes, or on one exclusive lane and a second optional lane; the optional lane simultaneously would be accommodating a through or a right-turning movement. *Only the general case of the double turning lane is covered in the Manual. A rational method for evaluation of capacities of 2-lane turning movements with different angles of turn and entry widths on intersecting road is developed here for design purposes.*

This pertains to a turn at or near 90 degrees and with sufficient width available for each line of vehicles throughout the turn. The capacity of the double turning movement is sensitive to the angle of turn, so that for acute-angle turns of more than 90 degrees, the capacity is reduced, and for obtuse-angle turns of less than 90 degrees, the capacity is increased. This sensitivity to angle of turn may be expressed by a factor of less than or more than 0.90.

At some angle of turn flatter than 90 degrees, the full efficiency of the second lane will be achieved so that the 0.90 factor will become 1.00. Moreover, at an extremely flat angle of turn with channelization, the capacity of the movement will approximate the capacity of a usual 2-lane intersection approach as represented in charts 3 and 4 and 7-9. To achieve some correlation between turning lane capacities and regular intersection approach capacities, an adjustment factor of 1.10 has been selected for angles of turn of 45 degrees or less. For an intermediate angle of 60 degrees, factor of 1.00 is designated. On the other hand, for an acute angle of 120 degrees the indicated adjustment factor is 0.80. Because a double-turn movement is usually designed to handle relatively large turning volumes free of pedestrian interference, the capacity for the high-type design, chart 18-B, is generally applicable. The value for a single lane from chart 18-B, therefore, is first determined and then multiplied by a factor of 0.80 to 1.10, depending on the turning angle, to produce the design capacity of a double right- or left-turn lane.

Another characteristic of a 2-abreast turning movement that affects its traffic carrying capabilities is the lateral space available upon turning, which determines whether the driver feels a sense of restriction or freedom. At the beginning of the turn the capacity is controlled by the width of approach lanes, 10, 11, or 12 feet. Turning lanes wider than 12 feet on the approach are considered to have the same capacity as 12-foot lanes. Upon completing the turn, the capacity is controlled by the width available for the 2 lanes at the far end of the turn or by the entrance width for the turn on the street receiving the turn, as represented by $W_E$ on the right-hand side of figure 11. Experience shows that approximately a 3-lane width is required at this point to assure freedom of movement necessary to realize the full capacity of the double turn. An entrance width of 36 feet or more is considered ideal, the adjustment factor therefore is 1.00. Values for $W_E$ of 30 and 24 feet are assumed to yield smaller capacities, expressed by adjustment factors of 0.90 and 0.80 respectively. These factors combine as a product with those given previously for the angle of turn, so that for $\Delta=45°$ and $W_E=36$, the composite factor is $1.10\times1.00=1.10$, and for $\Delta=120°$ and $W_E=24$ the composite factor is $0.80\times0.80=0.64$. These factors are applied to twice the design capacity of a single lane and are indicative of the range of values applicable to design of intersections.

Capacity relations as affected by the turning angle, $\Delta$, and the cross-street entrance width, $W_E$, are shown in the nomograph. Thus, by using the design capacity for a single lane in chart 18-B, the design capacity ($C_{DD}$) of the double right- or left-turn lane is found directly in the chart of figure 11.

***Problem 33***

What is the design capacity and possible capacity of a double left-turning lane 22 feet wide on the approach, two 11-foot lanes, where the angle of turn is 75 degrees and the traveled way, $W_E$, on the cross street receiving the turn is 33 feet wide? Other conditions are: trucks comprise 17% of the turning movement, and the $G/C$ available for the movement is 0.60.

*NOTE-

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication. before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0 0 | 0 85 | 0 86 | 0 87 | 0 88 | 0 89 | 0 90 | 0 89 | 0 87 | 0 85 |
| B | 0 1 | 0 90 | 0 91 | 0 91 | 0 92 | 0 92 | 0 92 | 0 93 | 0 92 | 0 91 |
| C Design Capacity | 0 3 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| D | 0 7 | 1 14 | 1 14 | 1 14 | 1 14 | 1 15 | 1 16 | 1 17 | 1 18 | 1 20 |
| E Possible Capacity | 0 85 | 1 20 | 1 20 | 1 20 | 1 20 | 1 21 | 1 23 | 1 25 | 1 27 | 1 30 |

EXAMPLE

Given

$W_A$ = 30'
T = 9%
R = 14%
L = Prohibited

MP = 700,000, PHF = 0 89
Fringe Area
G/C = 31/65 = 0 48
B = 70/hour, Far-side stop

Solution

$C'_D$ = 1460 vph
$C_D$ = 1460 x 0·95 = 1390 vph
(Factor 0 95 from Chart 16)

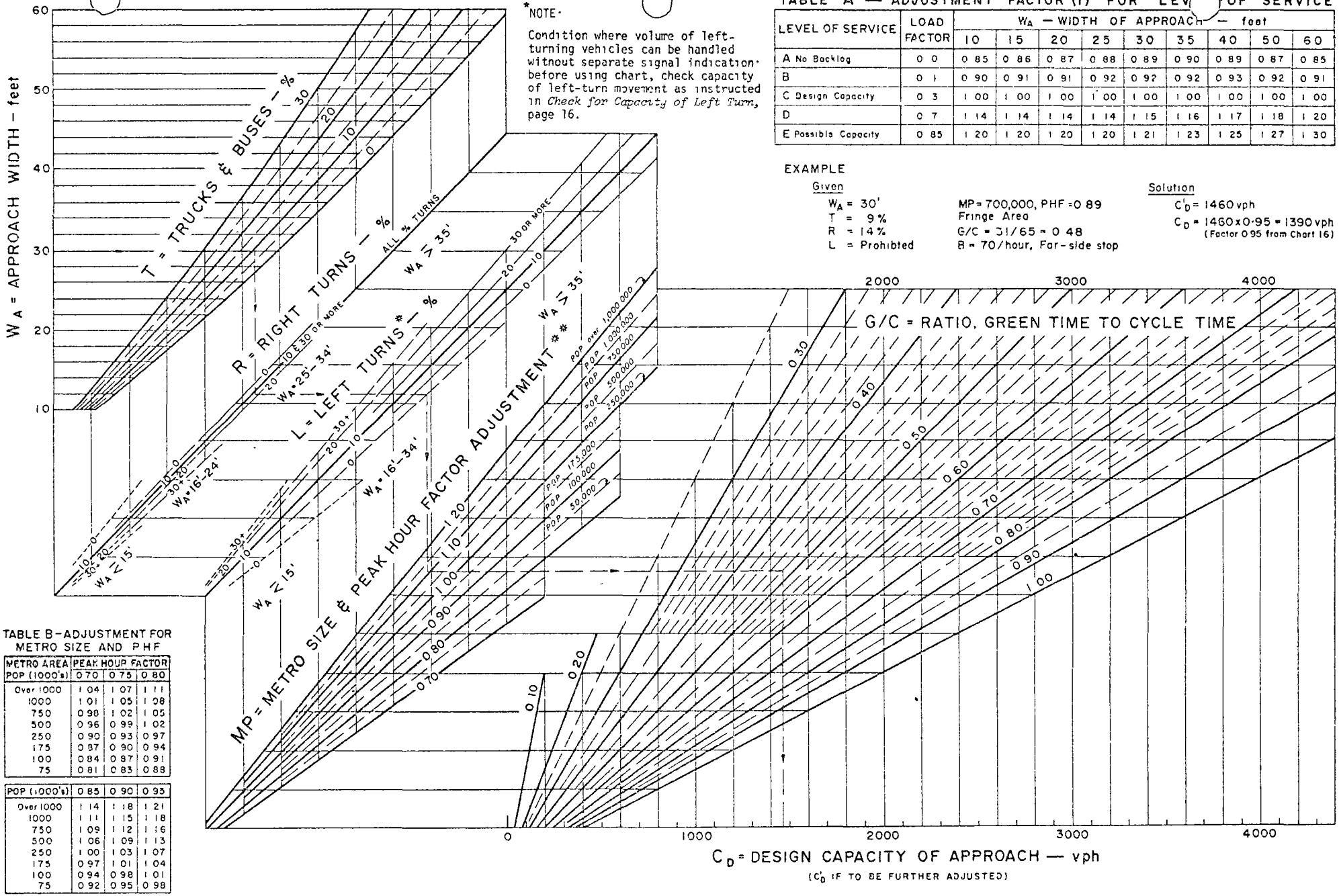



TABLE B-ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0 70 | 0 75 | 0 80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 04 | 1 07 | 1 11 |
| 1000 | 1 01 | 1 05 | 1 08 |
| 750 | 0 98 | 1 02 | 1 05 |
| 500 | 0 96 | 0 99 | 1 02 |
| 250 | 0 90 | 0 93 | 0 97 |
| 175 | 0 87 | 0 90 | 0 94 |
| 100 | 0 84 | 0 87 | 0 91 |
| 75 | 0 81 | 0 83 | 0 88 |

| POP (1000's) | 0 85 | 0 90 | 0 95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 14 | 1 18 | 1 21 |
| 1000 | 1 11 | 1 15 | 1 18 |
| 750 | 1 09 | 1 12 | 1 16 |
| 500 | 1 06 | 1 09 | 1 13 |
| 250 | 1 00 | 1 03 | 1 07 |
| 175 | 0 97 | 1 01 | 1 04 |
| 100 | 0 94 | 0 98 | 1 01 |
| 75 | 0 92 | 0 95 | 0 98 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

TWO-WAY STREET — NO PARKING — O.B.D., FRINGE & RESIDENTIAL AREAS

CHART 4

FRNG.
O.B.D.
RES.

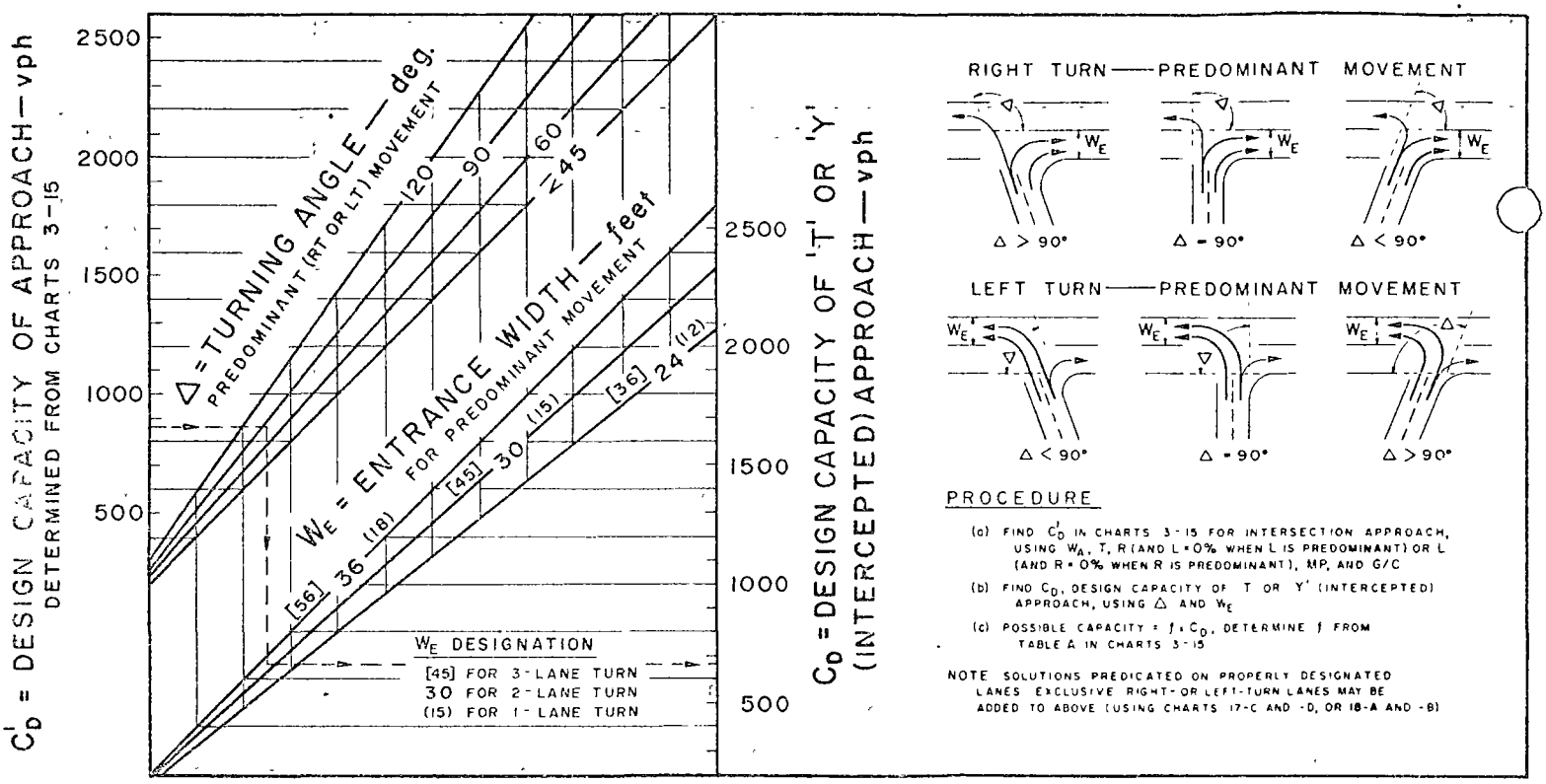



*Figure 13.—Capacity of T or Y intersections.*

*Solution* The design capacity of single left-turn lane in Chart 18-B, using $G/C = 0.60$, $a = 11$ and $T_3 = 17\%$, is $C_{D3} = 530$ v p h. Entering with this value in the chart of figure 11, and applying $\Delta = 75°$ and $W_E = 33$, the design capacity of the double left-turn lane is found to be $C_{DD} = 950$ v p h Possible capacity $C_{PD} = 950 \times 1\ 30 = 1{,}240$ v p h.

**2-abreast turning movement on 1 exclusive lane and on second optional lane**

To achieve this, the intended operation should be designated by appropriate pavement marking and signing Where the optional lane is shared by turning and through traffic, the following procedure should be followed

(1) Determine the design capacity of the exclusive turning lane ($C_{D2}$ or $C_{D3}$) in chart 18.

(2) Deduct the design capacity of the turning lane from the total turning volume ($V_3 - C_{D3}$) or ($V_2 - C_{D2}$)

(3) Determine the design capacity of the remainder of the approach roadway ($W'_A$) of which the optional lane is a part

(4) The through volume plus ($V_3 - C_{D3}$) or ($V_2 - C_{D2}$) should not exceed the design capacity for approach width $W'_A$.

Where the optional lane is shared by a left- and a right-turning movement at a channelized intersection, as is often the case on ramp terminals of diamond and parclo interchanges, the procedure for analysis is outlined in figure 12 The formula shown in the figure allows for determination of the required $G/C$ to accommodate the combined $V_2$ and $V_3$ volumes at design capacity by the use of chart 18-B. The formula is predicated on the condition where each of the 2 outer lanes discharges the usual volume of a turning lane at design capacity, while the middle lane discharges its share of the combined remaining left- and right-turning traffic at 0 8 design capacity. This assumes adequate radius and ample width for the double right-turning movement and a turning angle of 90 degrees or less with fully adequate exit width for the double left turning movement The design capacity of the combined movement for any other available $G/C$ may be found by multiplying $V_2 + V_3$ by the ratio of available $G/C$ to required $G/C$.

## *T and Y Intersections*

The capacity of the approach of an intercepted street at T and Y intersections, as the east approach in figure 14, may be obtained in accordance with the procedure outlined in figure 13, using charts 3–15 in combination with the nomograph in figure 13 Because the capacity studies reported in the *Manual* do not include direct measurements at T and Y intersections, a rational method was developed using the results from intersection approaches for the usual 4-leg intersections. As for the double turning lanes, the capacity of the intercepted approach at T and Y intersections is affected by the angle of turn and the entrance width for the turn on the street joined. Also, whether the right-turn volume or the left-turn volume is the predominant movement should be considered

Because all traffic on the intercepted approach is turning, the total discharge from the approach—unless the angle of turn for the predominant movement is very favorable—would be less than for the approaches on regular intersections indicated in charts 3–15. Obviously, a double left-turn lane at a regular intersection and a 2-lane predominant left-turn movement on a T intersection, for the same width and angle controls, would have similar capacities Results for the two conditions should be correlated, which is accomplished by equating, approximately, the capacities of a double left-turn lane with the capacities of a 2-lane intercepted approach on T intersections with 100% of the traffic turning left.

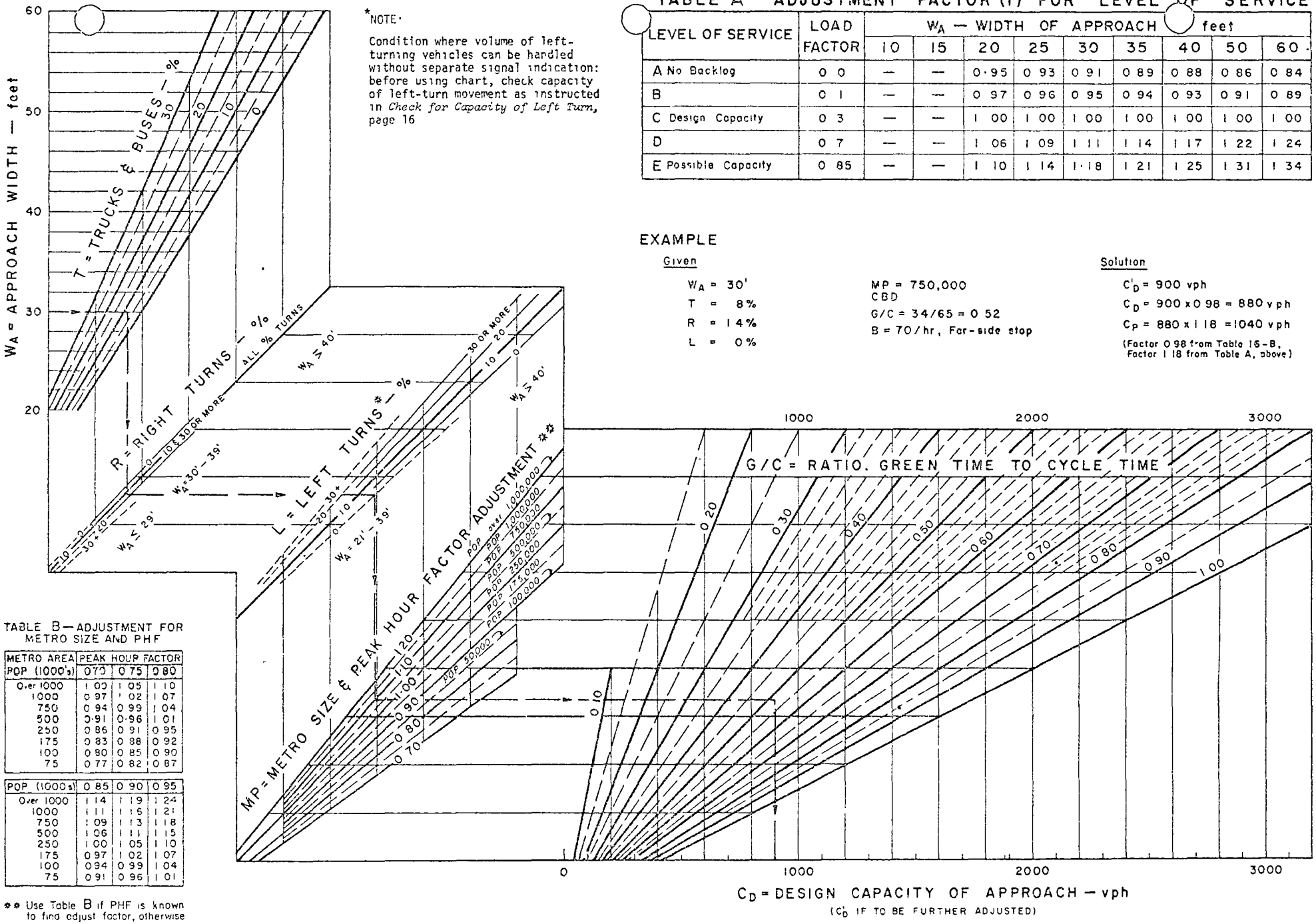
Averages of design and possible capacities of double turning lanes for angles of 120, 90, 60, and 45 degrees were compared, as a base, with averages of design and possible capacities of 2-lane approaches from charts 4 and 9 for an intermediate range of metro area size represented by 500,000 population. Ratios of the two sets of values for the different angles of turn, serving as adjustment factors, were found to be as follows.

## TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0 0 | — | — | 0·95 | 0 93 | 0 91 | 0 89 | 0 88 | 0 86 | 0 84 |
| B | 0 1 | — | — | 0 97 | 0 96 | 0 95 | 0 94 | 0 93 | 0 91 | 0 89 |
| C Design Capacity | 0 3 | — | — | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| D | 0 7 | — | — | 1 06 | 1 09 | 1 11 | 1 14 | 1 17 | 1 22 | 1 24 |
| E Possible Capacity | 0 85 | — | — | 1 10 | 1 14 | 1·18 | 1 21 | 1 25 | 1 31 | 1 34 |

*NOTE·

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16




### EXAMPLE

**Given**

$W_A$ = 30'
T = 8%
R = 14%
L = 0%

MP = 750,000
CBD
G/C = 34/65 = 0 52
B = 70/hr, Far-side stop

**Solution**

$C'_D$ = 900 vph
$C_D$ = 900 x 0 98 = 880 vph
$C_P$ = 880 x 1 18 = 1040 vph
(Factor 0 98 from Table 16-B, Factor 1 18 from Table A, above)

### TABLE B — ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0 70 | 0 75 | 0 80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 03 | 1 05 | 1 10 |
| 1000 | 0 97 | 1 02 | 1 07 |
| 750 | 0 94 | 0 99 | 1 04 |
| 500 | 0·91 | 0·96 | 1 01 |
| 250 | 0 86 | 0 91 | 0 95 |
| 175 | 0 83 | 0 88 | 0 92 |
| 100 | 0 80 | 0 85 | 0 90 |
| 75 | 0 77 | 0 82 | 0 87 |

| POP (1000's) | 0 85 | 0 90 | 0 95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 14 | 1 19 | 1 24 |
| 1000 | 1 11 | 1 16 | 1 21 |
| 750 | 1 09 | 1 13 | 1 18 |
| 500 | 1 06 | 1 11 | 1 15 |
| 250 | 1 00 | 1 05 | 1 10 |
| 175 | 0 97 | 1 02 | 1 07 |
| 100 | 0 94 | 0 99 | 1 04 |
| 75 | 0 91 | 0 96 | 1 01 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

## DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS
## TWO-WAY STREET — WITH PARKING — C.B.D.
## CHART 5

C.B.D. 5

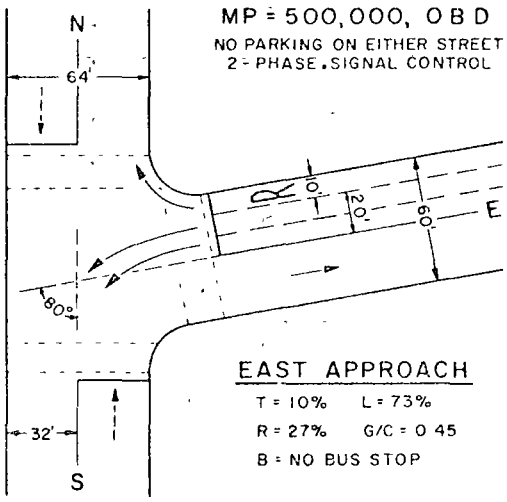



*Figure 14.—Problem 34 illustrated.*

| Δ, degrees, for predominant movement | 45 | 60 | 90 | 120 |
|---|---|---|---|---|
| Adjustment factor, rounded | 1.00 | 0 90 | 0 80 | 0.70 |

The adjustment factor of 1 00 indicates a capacity on the intercepted approach (T or Y intersection) equivalent to the full capacity of approach on a regular 4-leg intersection

Thus, for a turning angle of 45 degrees or less for the predominant movement, the directness of the turn is assumed to yield capacities of the order given in charts 3–15 The preceding apply when the intersection approach is not deterred by the intersection exit that is, the width of traveled way, $W_E$, receiving a 2-lane predominant movement, is equal to 3 lanes The same adjustment factors of 1 00, 0 90 and 0 80, used for double turning lanes, are applied here for $W_E$ of 36, 30, and 24 feet, respectively The factors developed for 2-lane approaches are considered to be applicable to other widths of approach and other conditions including parking The relations for T and Y intercepted approaches are presented in the nomograph in figure 13

***Problem 34***

What are the design and possible capacities of the intercepted street (east approach), from which traffic can turn only left and right into the north-south street, for the conditions indicated in figure 14?

*Solution* In chart 4, using $W_A=20$, $T=10\%$, $L=0\%$, $R=0\%$ (because right turn is handled on separate right-turn lane), $MP=500{,}000$ population, and $G/C=0\ 45$, find $C_D=860$ v p h Entering with this value in the chart of figure 13, and applying $\Delta=80°$ and $W_E=32$, the design capacity of the two lanes handling traffic to the left is $C_D=650$ v p h The corresponding right-turn volume $=650\times 27/73=240$ v p h. The design capacity of the right-turn lane from chart 17-C is 260 v p h The volume on the approach that can be accommodated at design capacity $=650+240=890$ v p h. The possible capacity of the left-turn movement is $650\times 1\ 20=780$ v.p.h. The corresponding right-turn volume $=780\times 27/73=290$ v p h. Possible capacity of right-turn movement is $260\times 1.30=340$ v p h. The volume on the approach that can be handled without exceeding possible capacity $=780+290=1{,}070$ v p h

## *Multiple-Type Intersections*

The capacity of any form of signalized intersection, regardless of the number of approach roads and extent of channelization, can be obtained from the charts by examining each approach road separately. The design of complex intersections, particularly those requiring multi-phase control, may necessitate some study and trial solutions before determining the final plan Multiple intersections often present several possibilities in the pattern of operation and in the number and arrangement of signal phases Such alternative arrangements may result in different geometric layouts affecting the shape and location of islands, widths of pavements, size of storage areas, and overall space requirements for the intersection The geometric layout should be determined jointly with capacity analyses. Care should be taken to check the length and width of those traffic channels where vehicles will store during certain signal phases to preclude the condition of traffic backing up from one intersection point to another Use of advance or lagging green indications and appropriate offsets to produce progressive movements may be necessary in this regard. Time-space diagrams often are valuable adjuncts to the design procedure

## REFERENCES


(1) *Highway Capacity Manual*, by the HRB Committee on Highway Capacity, U S Department of Commerce, Bureau of Public Roads, 1950

(2) *Highway Capacity Manual*, 1965, HRB Special Report 87

(3) *Design Capacity Charts for Signalized Street and Highway Intersections*, by Jack E. Leisch, *PUBLIC ROADS, A Journal of Highway Research*, vol 26, No. 6, Feb. 1951, pp 105–139

(4) *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*, by American Association of State Highway Officials, 1965

(5) *Capacity Study of Signalized Diamond Interchanges*, by Donald G. Capelle and Charles Pinnell, HRB Bulletin 291, Freeway Design and Operations, publication 866, 1961, pp. 1–25

(6) *Starting Delay and Time Spacing of Vehicles Entering Signalized Intersection*, by Richard M Barkle, Val Skoro, and D. L. Gerlough, HRB Bulletin 112, Effects of Traffic Control on Street Capacity, publication 365, 1956, pp 33–41

*NOTE:

Condition where volume [illegible] ft-turning vehicles can be [illegible]dled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROA[illegible] — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0 0 | — | — | 0 95 | 0 93 | 0 91 | 0 89 | 0 88 | 0 86 | 0 84 |
| B | 0 1 | — | — | 0 97 | 0 96 | 0 95 | 0 94 | 0 93 | 0 91 | 0 89 |
| C Design Capacity | 0 3 | — | — | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| D | 0 7 | — | — | 1 06 | 1 09 | 1 11 | 1 14 | 1 17 | 1 22 | 1 24 |
| E Possible Capacity | 0 85 | — | — | 1 10 | 1 14 | 1 18 | 1 21 | 1 25 | 1 31 | 1 34 |

EXAMPLE

Given

$W_A$ = 32'
T = 5%
R = 16%
L = 7%

MP = 400,000
OBD
G/C = 36/62 = 0 58
B = 50/hr, Near-side stop

Solution

$C_D'$ = 1220 vph
$C_D$ = 1220 x 1 07 = 1310
(Factor 1 07 from Chart 16-B)

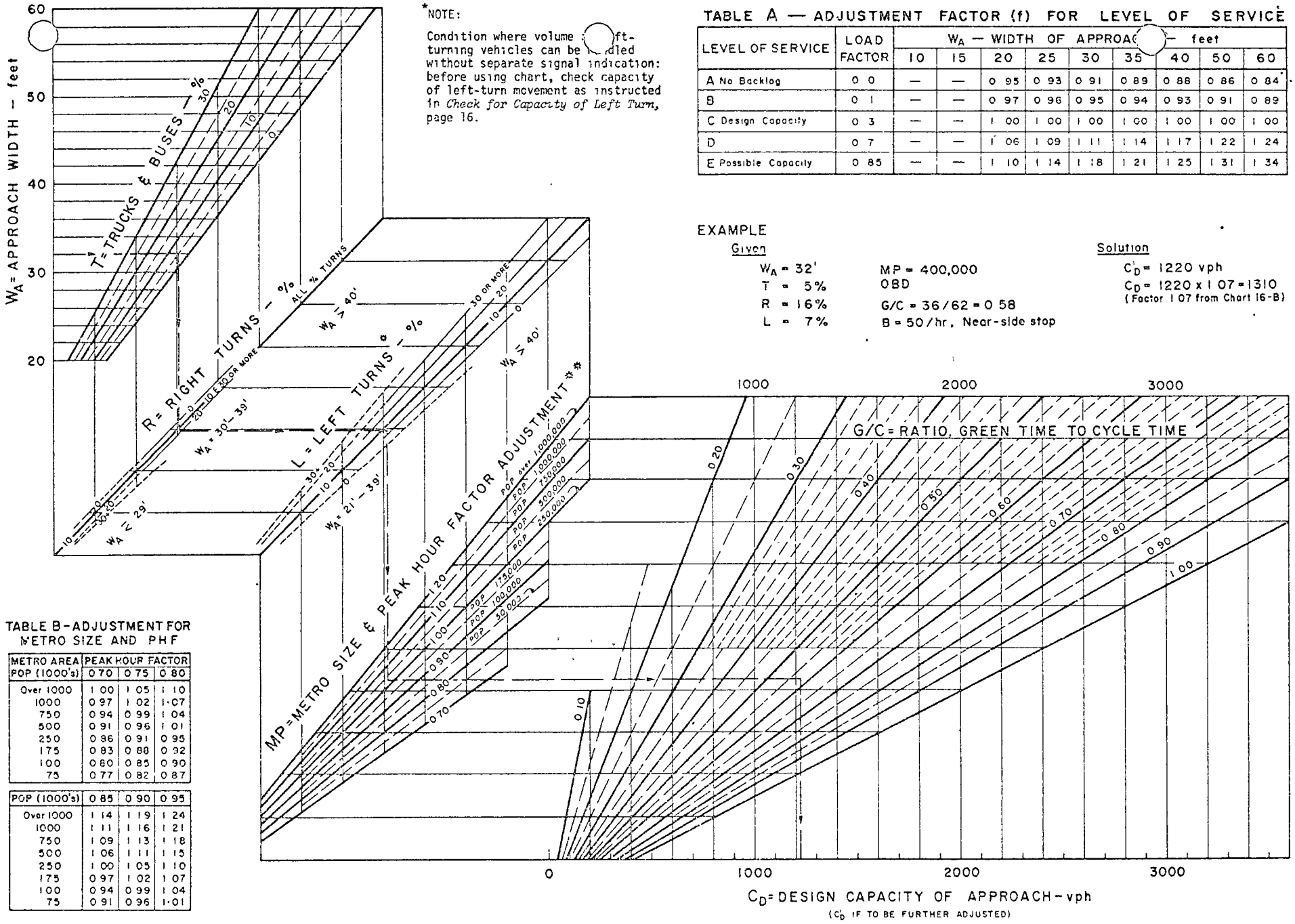


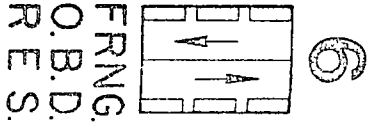

TABLE B - ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

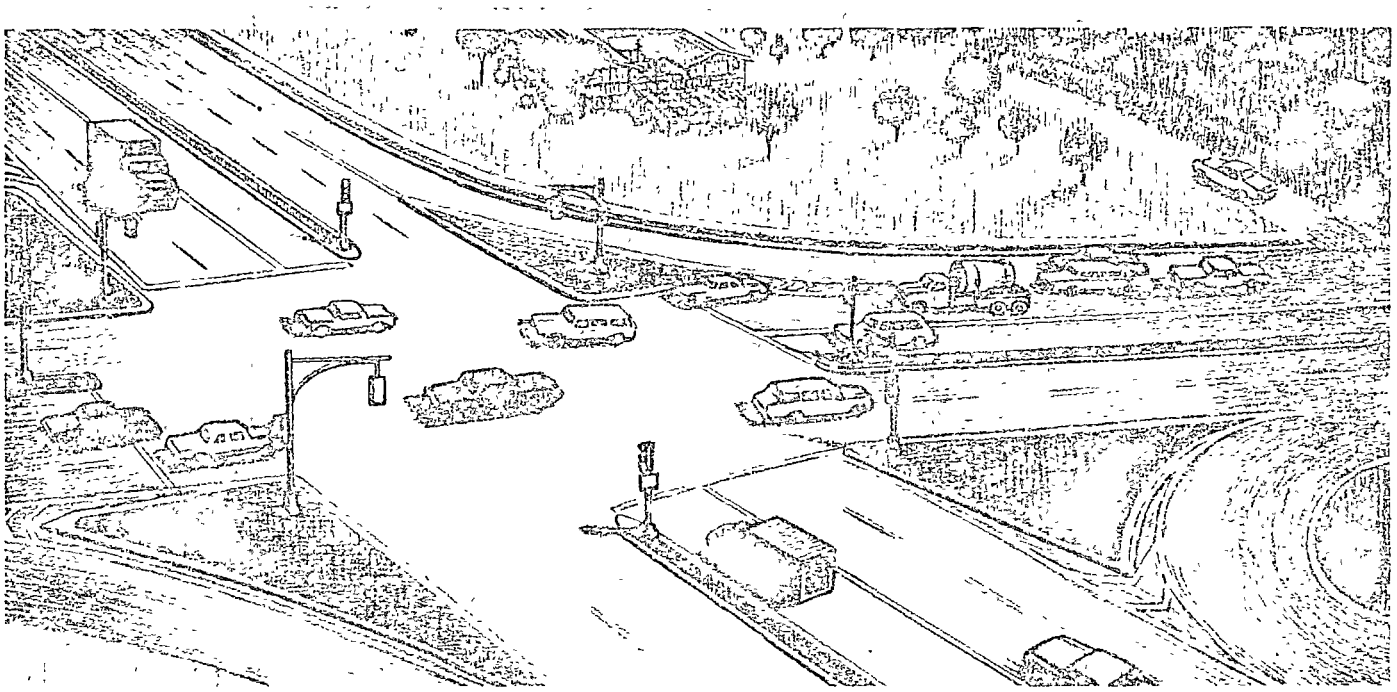
| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0 70 | 0 75 | 0 80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 00 | 1 05 | 1 10 |
| 1000 | 0 97 | 1 02 | 1·07 |
| 750 | 0 94 | 0 99 | 1 04 |
| 500 | 0 91 | 0 96 | 1 01 |
| 250 | 0 86 | 0 91 | 0 95 |
| 175 | 0 83 | 0 88 | 0 92 |
| 100 | 0 60 | 0 85 | 0 90 |
| 75 | 0 77 | 0 82 | 0 87 |

| POP (1000's) | 0 85 | 0 90 | 0 95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 14 | 1 19 | 1 24 |
| 1000 | 1 11 | 1 16 | 1 21 |
| 750 | 1 09 | 1 13 | 1 18 |
| 500 | 1 06 | 1 11 | 1 15 |
| 250 | 1 00 | 1 05 | 1 10 |
| 175 | 0 97 | 1 02 | 1 07 |
| 100 | 0 94 | 0 99 | 1 04 |
| 75 | 0 91 | 0 96 | 1·01 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

# DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS
## TWO-WAY STREET — WITH PARKING
## O.B.D., FRINGE & RESIDENTIAL AREA
## CHART 6





# PART 4—HIGH-TYPE FACILITIES AND INTERCHANGES

*This is the second and final installment of an article in which procedures are presented for the graphic solution of capacity problems related to signalized intersections. The first installment was published in the August issue, vol. 31, No. 9, of PUBLIC ROADS.*

*The procedures are based on a set of charts consisting of 20 nomographs. Eighteen of the nomographs together with appropriate application procedures and sample problems were presented in the first installment. The other two nomographs and the remainder of the article are presented here.*

*The nomographic charts and procedures were devised by the author in 1950 to simplify the computational procedures of the 1950 Highway Capacity Manual. They were presented in PUBLIC ROADS in 1951 and were acclaimed by those concerned with intersection design. Since publication of the 1965 Highway Capacity Manual has provided a revised and comprehensive basis for capacity computations, the author in this article has again filled the need for a graphic procedure incorporating current knowledge. The original charts have been updated and new charts have been prepared to cover capacity procedures for which calculations previously required extensive application of judgment. The information presented provides a graphic procedure for the capacity analysis of most signalized street and highway intersections. Full discussion of the principles and procedures in the application of the charts in addition to sample problems have been included.*

THE PROCEDURES AND CHARTS dealt with in previous parts of this article (PUBLIC ROADS vol. 31, No. 9) are also applicable to high-type facilities, including intersections designed to above-minimum standards that incorporate channelization. Sometimes such facilities accommodate relatively high-speed traffic characteristic of suburban and rural conditions. The at-grade ramp terminals of diamond and parclo interchanges generally are forms of high-type intersections. Whereas the problem solutions previously covered consider only one or two approaches to illustrate basic procedures and uses of charts, part 4 deals with the entire intersection—all approaches and a complete solution. Included is a standard computational form to facilitate analyses and a suggested format for a drawing or sketch showing the resulting geometric design, signal phasing, and a summary of volume-capacity relations.

### *Problem 35*

The intersection indicated in figure 15 operates under congested conditions during peak periods, particularly between 5:15 and 6:15 p.m. It is to be reconstructed, not only to remove the present bottleneck but also to accommodate, at level of service C, the future traffic based on a 15-year projection. The north-south expressway at-grade, which has a design speed of 50 m.p.h., is to remain substantially the same. The east-west arterial, however, is to be improved basically to a 4-lane divided highway, using a design speed of 40 m.p.h., 12-foot lanes and a 16-foot median, with additional lanes, as required, at the major intersections. The percentages of trucks on the different approaches are N and S—6 percent, W—10 percent, and E—12 percent. A continuous right-turning movement is to be provided from W to S. Determine the geometrics for the improvement and the signal timing. Right-of-way is not a factor, moderate channelization is to be considered.

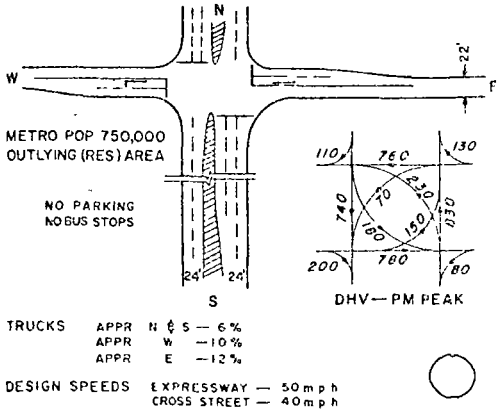



*Figure 15.—Problem 35 illustrated.*

---

[1] Mr. Leisch was formerly Chief of Design Development Branch, Bureau of Public Roads. Mr. Leisch acknowledges the assistance of DONALD W. LOUTZENHEISER, WILLIAM P. WALKER, and DONALD B. LEWIS of the Bureau of Public Roads who provided guidance during preparation of the material and reviewed the completed work. JOEL P. LEISCH and ARNE HAALAND of DeLeuw, Cather & Co. of Canada Limited also assisted in preparation of material and development of charts.

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication. before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH (feet) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | — | — | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |

EXAMPLE

Given
$W_A$ = 41'
T = 15%
R = 12%
L = 20%

MP = 245,000
CBD
G/C = 33/60 = 0.55
B = No bus stops

Solution
$C_D$ = 1680 vph
$C_P$ = 1680 x 1.13 = 1900 vph

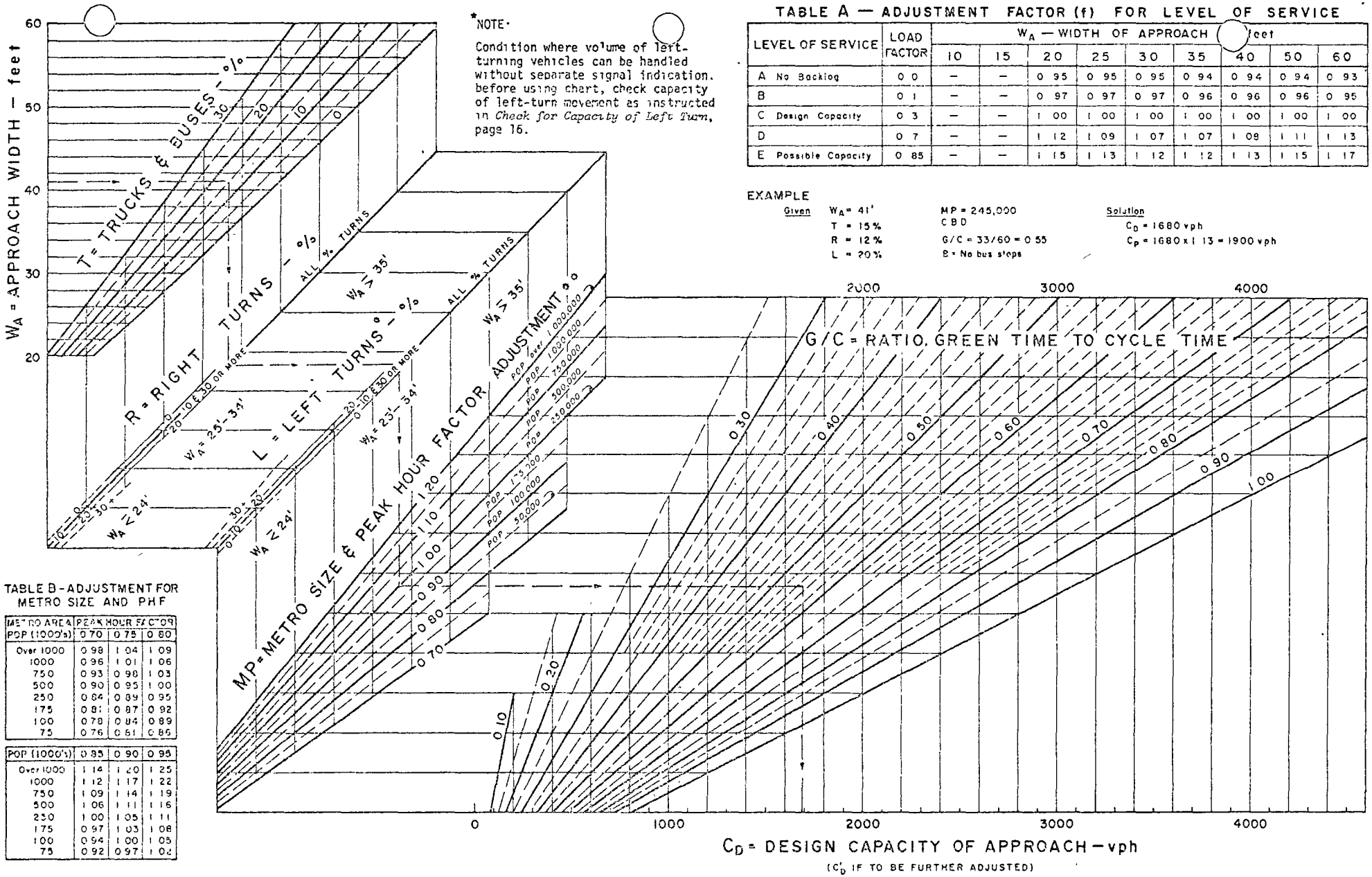



TABLE B - ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 0.98 | 1.04 | 1.09 |
| 1000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 |
| 750 | 0.93 | 0.98 | 1.03 |
| 500 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| 250 | 0.84 | 0.89 | 0.95 |
| 175 | 0.81 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.89 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 |

| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.20 | 1.25 |
| 1000 | 1.12 | 1.17 | 1.22 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.11 |
| 175 | 0.97 | 1.03 | 1.08 |
| 100 | 0.94 | 1.00 | 1.05 |
| 75 | 0.92 | 0.97 | 1.02 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor otherwise use Population directly

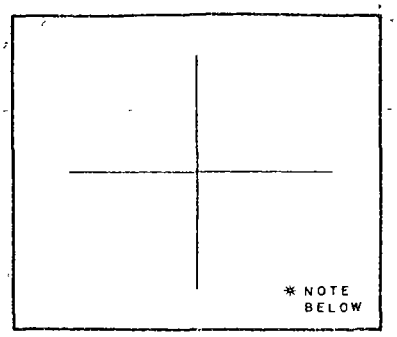
DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — NO PARKING — C.B.D.

CHART 7

C.B.D.

7



# SIGNALIZED INTERSECTION
# CAPACITY ANALYSIS

PROJECT ____________________

INTERSECTION ____________________

BASIC CONDITIONS

METRO POPULATION ____________ PHF ________

AREA RESID CBD RURAL FRINGE (Circle One) OBD

* NOTE BELOW

C = SIGNAL CYCLE = SEC

A/C = ... / ... = ...

| PHASE I | AMBER | PHASE | AMBER | PHASE | AMBER | PHASE | AMBER |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| G/C =<br>G = SEC | SEC | G/C =<br>G = SEC | SEC | G/C =<br>G = SEC | SEC | G/C =<br>G = SEC | SEC |

APPROACH ...... T = % R = % L = % BUS STOP ..........

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV † | REMARKS ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

APPROACH ...... T = % R = % L = % BUS STOP ..........

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV † | REMARKS ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

APPROACH ...... T = % R = % L = % BUS STOP ..........

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV † | REMARKS ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

APPROACH ...... T = % R = % L = % BUS STOP ..........

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV † | REMARKS ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

* DESIGNATE EACH APPROACH BY LETTER, 1-W OR 2-W (1- OR 2-WAY), PKG, N P. (NO PKG), ENTER DHV's
† MARK A M, OR COMP. (COMPOSITE PEAK)
ϕ TURN LANE LENGTHS -- $D_2$, $D_3$, TRUCKS -- $T_2$, $T_3$, WIDENED APPROACH LENGTHS -- $D_a$, $D_b$, ETC

BY ____________________

CHECKED ____________________

*Figure 16.—Capacity analysis worksheet form.*

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | — | — | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |

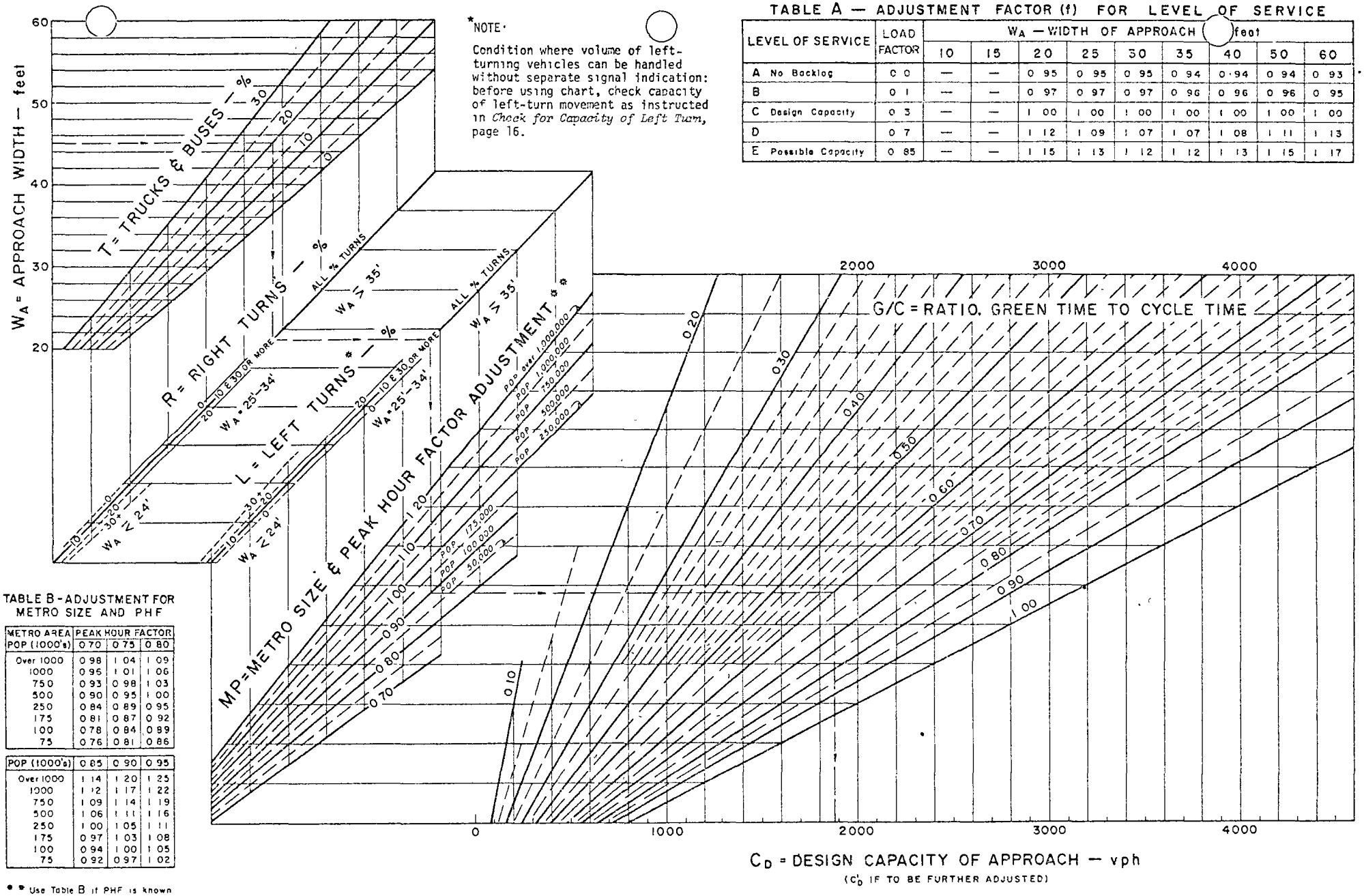



TABLE B - ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 0.98 | 1.04 | 1.09 |
| 1000 | 0.95 | 1.01 | 1.06 |
| 750 | 0.93 | 0.98 | 1.03 |
| 500 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| 250 | 0.84 | 0.89 | 0.95 |
| 175 | 0.81 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.89 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 |

| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.20 | 1.25 |
| 1000 | 1.12 | 1.17 | 1.22 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.11 |
| 175 | 0.97 | 1.03 | 1.08 |
| 100 | 0.94 | 1.00 | 1.05 |
| 75 | 0.92 | 0.97 | 1.02 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — NO PARKING — FRINGE AREA & O.B.D.

CHART 8

FRNG. O.B.D.

8

*Solution* As a first step it is necessary to check for capacity of the left-turn on each intersection approach as discussed in part 3 under the heading *Check for Capacity of Left Turn* A multiphase signal control appears likely, for which a cycle length upwards of 80 seconds is generally required Using chart 17-B with an assumed $C=80$ seconds, the design capacity of the left-turn movement, if operating simultaneously with the opposing through movement is $C_{D1}=70+$ on each approach, possible capacity is $C_{D3}=95$ Only the left turn E—S (70 v p h) can be accommodated without a separate phase or advance green.

The opposing left turns on approach S and approach N are both relatively large and require a separate signal indication. This is a logical pattern for a third phase allowing both left-turning movements to operate simultaneously, each on a left arrow designation while all other traffic is stopped Since the left-turning movement on approach W calls for a separate signal indication and the opposing left-turning movement on approach E does not, an advance green interval is logical and will be assumed in the preliminary analysis On this basis, the signal phasing, with the third phase in two parts, is diagramed in figure 17

The signal time required for moving the [illegible]h traffic on the expressway (phase 1) is controlled by approach S, which accommodates the larger of the two movements Using in chart 4, $W_A=24$, $T=6\%$, $R=0\%$, $L=0\%$ (both right- and left-turning movements are on separate lanes), $MP=750{,}000$ population and $V=C_D=830$, the required $G/C$ is 0 32

For the separate right-turn lane, on approaches S and N, using chart 17-D with $G/C=0\ 32$, $a=12$, $T_2=6\%$, and no pedestrian interference, the design capacity for each turning lane is found to be $C_{D2}=350$ v p h, which is in excess of the demand volumes The left-turning volume of 230 v p h on approach S is the controlling movement on phase 2 In chart 18-B, using $V=C_{D3}=230$ v p h, $T_2=6\%$, and $a=12$, the required $G'/C=0\ 21$

To determine the minimum length of advance green required on approach W during phase 3, it is necessary first to determine the portion of the turning volume that can be accommodated at the end of the green period—on the amber—from chart 17-B, for $C=80$ seconds, it is 70 v p h Volume to be accommodated by the advance green is 150—70=80 v p h Enter the nomograph in figure 10 with a volume of 80 v p h, and using the condition of no pedestrians, $T_3=10\%$ and $C=80$, read $G_A=8$ seconds, $G_A/C=8/80=0\ 10$

The three amber periods needed for [illegible] 3-phase control are selected to be two at 4 seconds following phases 1 and 3, and one at 3 seconds following phase 2 The portion of the cycle occupied by the amber periods is $(4+4+3)/80=0\ 14$ The portion of the cycle remaining for the balance of phase 3, and for handling the movement on approach E, is $1\ 00-(0\ 32+0\ 21+0\ 10+0\ 14)=0\ 23$

Total $G/C$ for approach W during phase 3 is $0.10+0\ 23=0\ 33$ The through volume that can be discharged from this approach on two lanes at design capacity, using chart 4 with $W_A=24$, $T=10\%$, $R=0\%$, $L=0\%$, $MP=750{,}000$ population, and $G/C=0\ 33$, is found to be $C_D=820$ v p h, while the demand volume is 780 v p h A continuous right-turning movement is assumed on approach W with an added lane on the approach as well as on the exit The design capacity, as discussed in part 3 under the heading *Right-Turning Movement—Continuous, Controlled by Yield Sign, or Permitted on Red After Stop* is $1{,}200-(1+0\ 10)=1{,}080$ v p h This is more than adequate since the demand volume is 200 v p h

The $G/C$ available for approach E, as previously discussed, is 0 23 Testing two lanes in chart 4 for the through-plus-right volume of $V=C_D=760+130=890$ v p h, $W_A=24$, $T=12\%$, $R=130/890=15\%$, $L=0\%$ and $MP$ [illegible] 750,000 population, reveals the need for $G/C$ of 0.38 To overcome the deficiency a greater width should be provided Assuming a widened approach through the intersection, and using

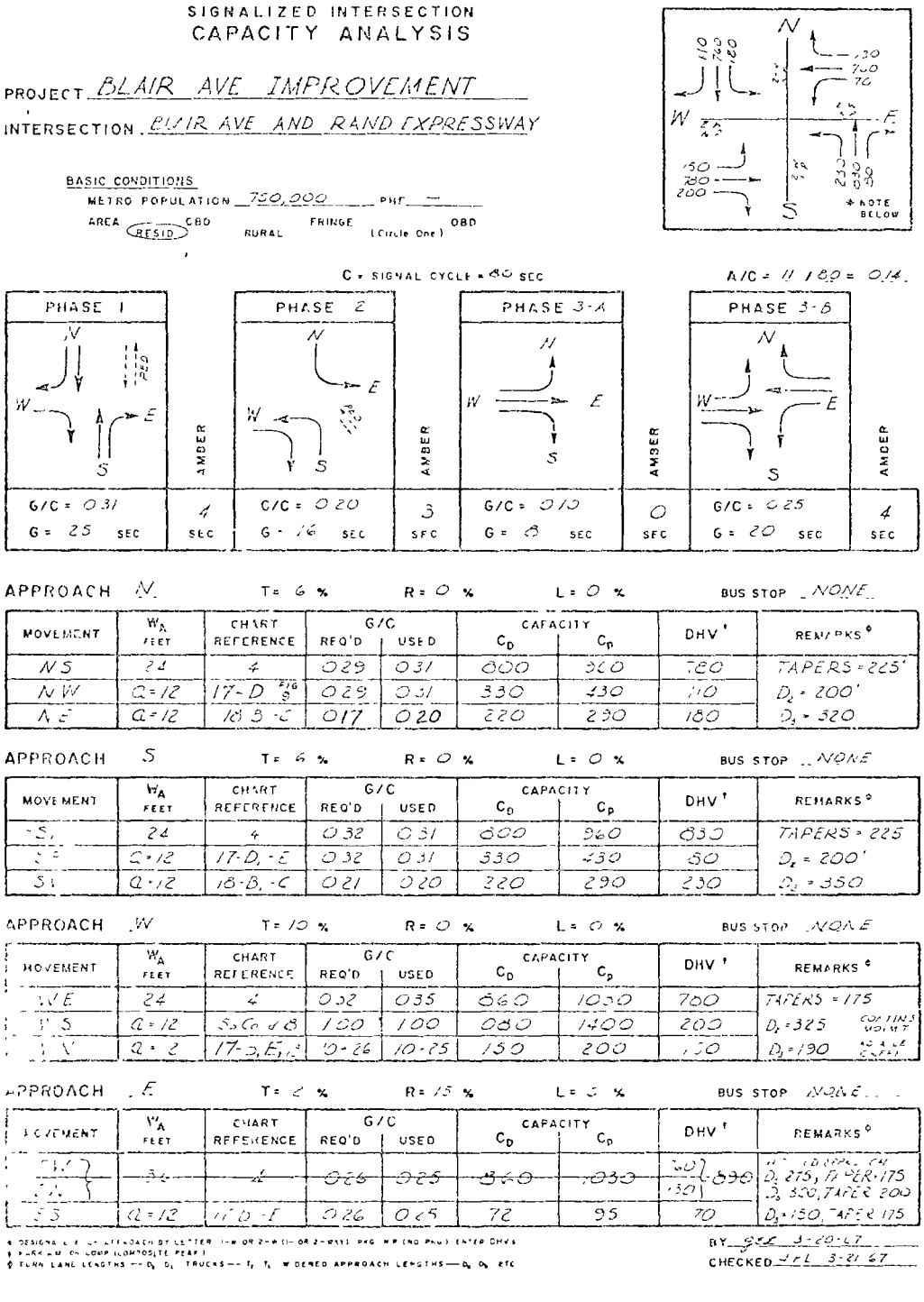



*Figure 17.—Capacity analysis worksheet for problem 35.*

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | — | — | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |

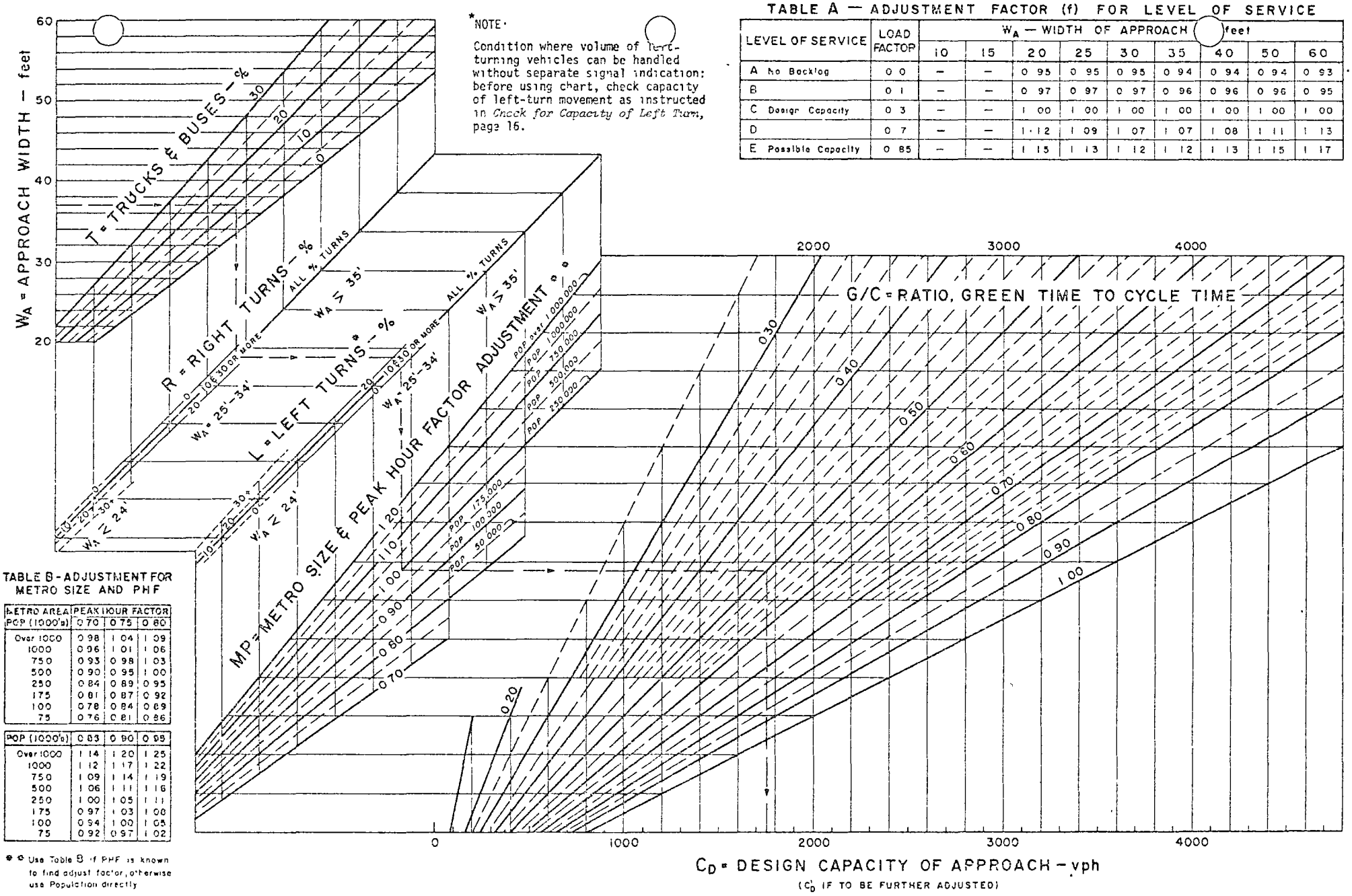



TABLE B - ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 0.98 | 1.04 | 1.09 |
| 1000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 |
| 750 | 0.93 | 0.98 | 1.03 |
| 500 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| 250 | 0.84 | 0.89 | 0.95 |
| 175 | 0.81 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.89 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 |

| POP (1000's) | 0.83 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.20 | 1.25 |
| 1000 | 1.12 | 1.17 | 1.22 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.11 |
| 175 | 0.97 | 1.03 | 1.08 |
| 100 | 0.94 | 1.00 | 1.05 |
| 75 | 0.92 | 0.97 | 1.02 |

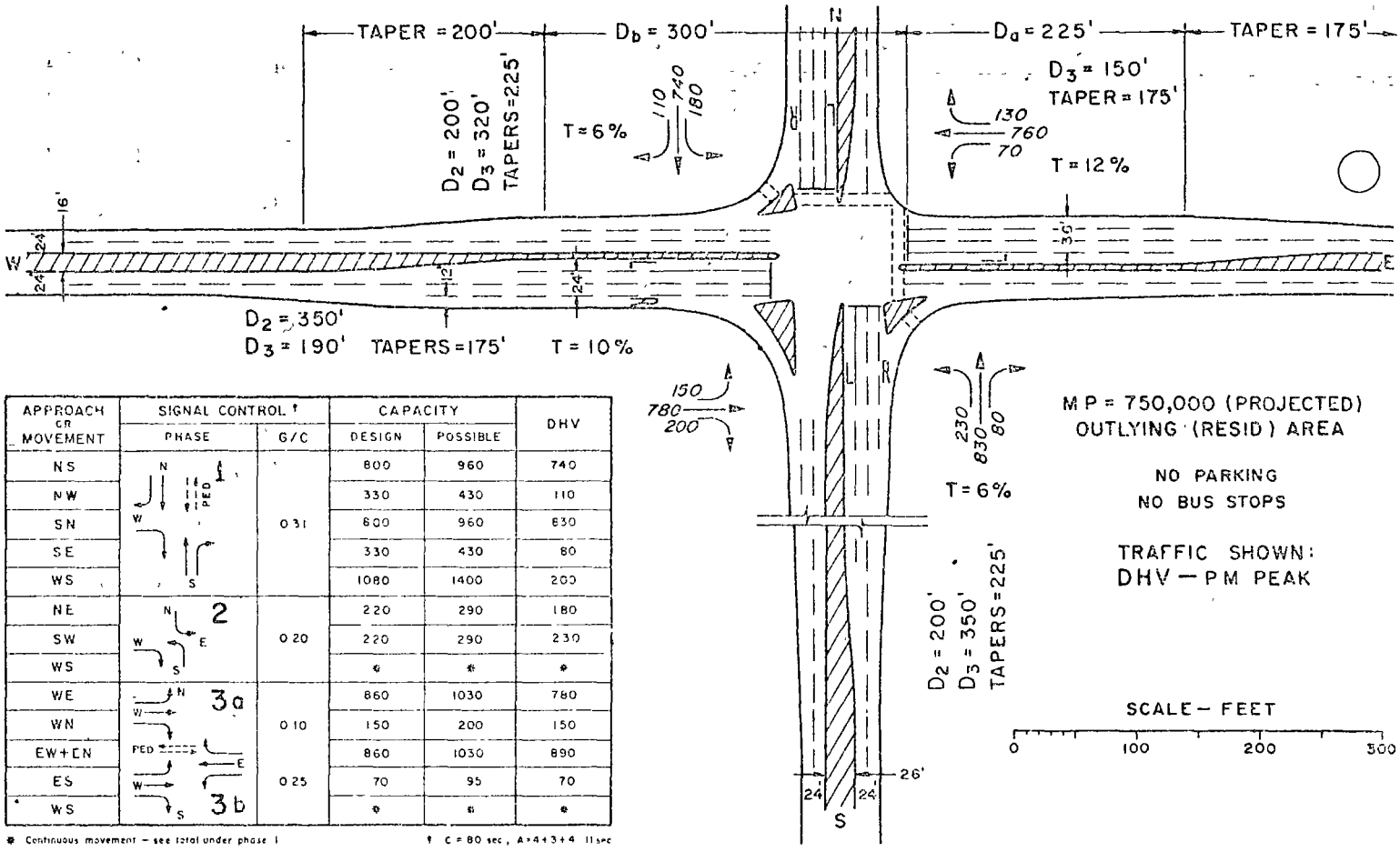
* Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — NO PARKING — RESIDENTIAL AREA

CHART 9

RES. 6




| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL † PHASE | G/C | CAPACITY DESIGN | CAPACITY POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| NS | 1 | 0 31 | 800 | 960 | 740 |
| NW | | | 330 | 430 | 110 |
| SN | | | 800 | 960 | 830 |
| SE | | | 330 | 430 | 80 |
| WS | | | 1080 | 1400 | 200 |
| NE | 2 | 0 20 | 220 | 290 | 180 |
| SW | | | 220 | 290 | 230 |
| WS | | | * | * | * |
| WE | 3a | 0 10 | 860 | 1030 | 780 |
| WN | | | 150 | 200 | 150 |
| EW+EN | | | 860 | 1030 | 890 |
| ES | 3b | 0 25 | 70 | 95 | 70 |
| WS | | | * | * | * |

* Continuous movement — see total under phase 1

† C = 80 sec, A = 4+3+4 11 sec

*Figure 18.—Solution for problem 35.*

in chart 4 $W_A = 36$ and the other conditions noted above, find $G/C = 0\ 27$. The 3-lane approach although somewhat deficient for level of service C operation is considered acceptable with a slight readjustment in the other phases Lengths of widening, as discussed in part 3 under the heading *Widened Approaches*, are $D_a = 275$ feet (minimum) preceded by 175-foot taper and $D_b = 300$ feet followed by 200-foot taper. The required lengths of turning lanes are as follows

Approach N.—Left-turn lane, $D_3 = 320$ feet (chart 18-C) is based on the premise that, because through traffic and left-turning traffic operate on separate phases, the length of left-turn lane must be sufficient to allow vehicles to accumulate in the lane without being blocked by stored vehicles in through lanes. The controlling value is the through traffic of 740/2 = 370 v p h per lane storing on the approach, which stipulates a minimum length of 320 feet in chart 18-C. Right-turn lane, $D_2 = 200$ feet, is specified for deceleration from 50 m p h (figure 9) Also, based on this speed, a taper length of 225 feet is indicated preceding the turning lanes

Approach S —Left-turn lane, $D_3 = 350$ feet (chart 18-C), is based on the minimum storage per lane of 830/2 = 415 v p h. in the through lanes to allow the left-turning vehicles to clear the end of the through traffic queue Right-turn lane, $D_2 = 200$ feet, is based on deceleration from 50 m p h In addition, a taper length of 225 feet is indicated for each lane.

Approach W —Left-turn lane, $D_3 = 190$ feet (chart 18-C), is based on storage and is larger than the dimension indicated in figure 9 for deceleration from 40 m.p h. The left turn does not operate on a signal phase separate from the through movement on the approach, and therefore there is no need to lengthen the left-turn lane to clear the end of through traffic storage. Since the right-turn lane is designated for continuous operation, it must be long enough to clear the through traffic queue for which $D_2 = 350$ feet This is determined in chart 18-C on the basis of a through-volume storage per lane of 780/2 = 390 v p h In addition, a taper length of 175 feet (figure 9) is indicated for each turning lane.

Approach E —Left-turn lane, $D_3 = 150$ feet (figure 9), is based on deceleration from 40 m p h, which is greater than the length required for storage in chart 18-C A taper length of 175 feet is indicated

A form that can be used as a capacity-analysis worksheet is shown in figure 16 The form, which can be duplicated for use in actual capacity problems, is designed to facilitate the analysis of complete intersections and to serve as a compact record of calculations. It can also be used as a companion sheet to the solution format indicated in figures 18, 22, and 26 For most intersections, the entire solution can be accomplished on one copy of the form, which allows for 4 signal phases and for 4 intersection approaches For analysis of more complex intersections two or more forms can be used If necessary, any number of trial solutions can be attempted and the computations for the workable plans retained for the record to show the preferred or selected plan.

The analysis for problem 35, although covered step by step in preceding discussion,

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.89 | 0.88 | 0.87 | 0.86 |
| B | 0.1 | — | — | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.92 | 0.91 | 0.90 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | 1.07 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.14 | 1.10 | 1.22 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |

EXAMPLE

Given

$W_A$ = 33'
T = 12%
R = 20%
L = 10%

MP = 650,000
Fringe Area, Pkg right side
G/C = 0.68
B = 48/hr, Near-side stop

Solution

$C_D'$ = 1270 vph

$C_D$ = 1270 x 1.09 = 1380

(Factor 1.09 from Chart 16-B, if parking were on left instead, factor from Chart 16-A would apply)

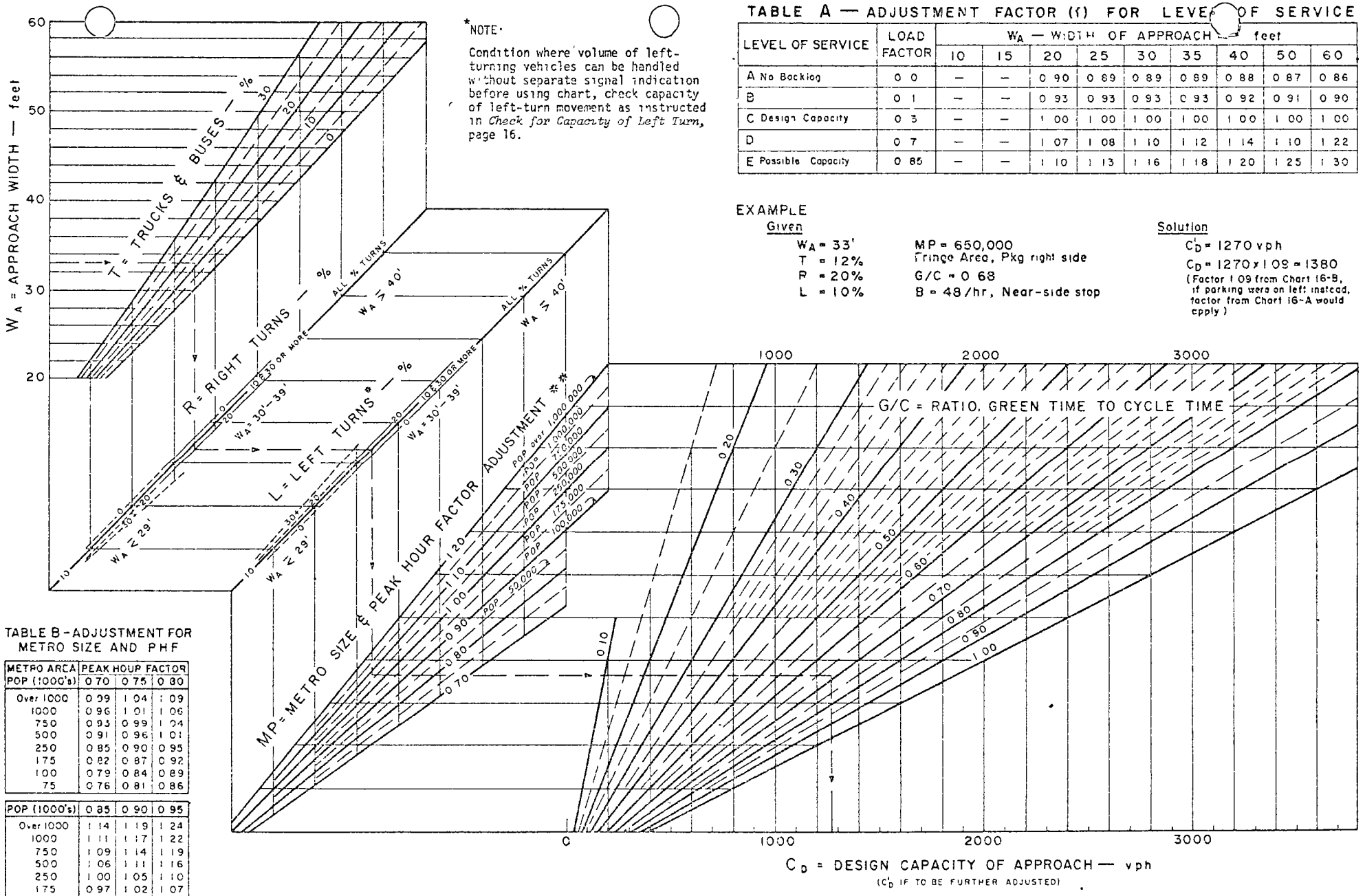



TABLE B - ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 1000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.04 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.89 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 |

| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 1000 | 1.11 | 1.17 | 1.22 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 175 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 100 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 75 | 0.91 | 0.97 | 1.02 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

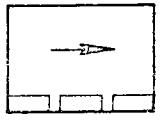
DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — PARKING ONE SIDE

C.B.D. & FRINGE AREA

CHART 10

C.B.D. FRNG.



10

is also presented on the calculation form in figure 17. The simplicity and compactness of the analysis is well illustrated with all the needed information shown on one form. By showing the design capacity, possible capacity, and the *DHV* for each basic movement, a thorough insight is gained as to the effectiveness of the solution. A design can rarely be achieved where each movement operates at precisely the desired level of service. Some of the controlling movements are set to operate at design capacity, whereas other movements result in operation where the demand volume is either below or slightly above design capacity. Since this information is tabulated for individual movements, it also allows for comparison and weighting of results between the various movements. Thus, the analyst is able to make adjustments readily in geometry or signal timing to produce an effective overall solution and a balanced design. The analysis information is then transferred to the solution format shown in figure 18, which completely summarizes the results, including geometric requirements, and serves as a standard document for preliminary or functional design.

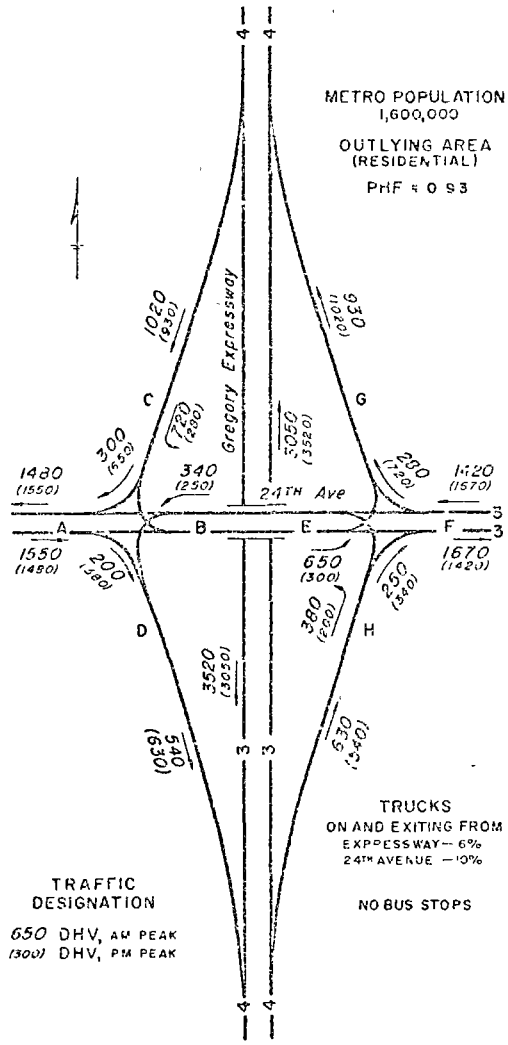
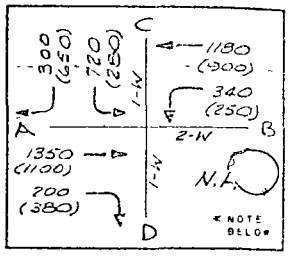



*Figure 19.—Problem 36 illustrated.*

SIGNALIZED INTERSECTION
CAPACITY ANALYSIS

PROJECT GREGORY EXPRESSWAY

INTERSECTION 24th AVE DIAMOND INTERCH (AB-CD)




BASIC CONDITIONS

METRO POPULATION 1,600,000 PHF 0.93

AREA CBD FRINGE OBD RESID RURAL (Circle One)

C = SIGNAL CYCLE = 80 SEC

A/C = 1180 = 0.14

| PHASE 1 | | PHASE 2 | | PHASE 3 | | PHASE | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G/C = 0.34<br>G = 27 SEC | 3 | G/C = 0.19<br>G = 15 SEC | 4 | G/C = 0.33<br>G = 27 SEC | 4 | AM | |
| PED<br>A, B, D | AMBER | PED<br>B, D | AMBER | A, B, C | AMBER | | AMBER |
| G/C = 0.36<br>G = 29 SEC | 3 SEC | G/C = 0.19<br>G = 15 SEC | 4 SEC | G/C = 0.31<br>G = 25 SEC | 4 SEC | PM | |

APPROACH A T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' AM | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AB | 36 | 4 | 0.36 | 0.34 | 1270 | 1560 | 1350 | $D_2$ = 240' |
| AD | a = 12 | 18-B | 0.20 | 0.34 | 360 | 470 | 200 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH B T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BA | 24 | 4 | 0.44 | 0.57 | 1540 | 1850 | 1180 | $D_3$ = 200' |
| BD | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.19 | 0.19 | 340 | 440 | 340 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH C T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' AM | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CA | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.15 | 0.33 | 700 | 910 | 300 | $D_2$ = 180' |
| CB | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.35 | 0.33 | 670 | 870 | 720 | $D_3$ = 410'<br>2-LANE RAMP |
| | | | | | | | | WIDENS TO 2+2 LANES |

APPROACH A T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' PM | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AB | 36 | 4 | 0.29 | 0.36 | 1350 | 1640 | 1100 | $D_2$ = 450' |
| AD | a = 12 | 18-B | 0.36 | 0.36 | 390 | 490 | 350 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH B T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' PM | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BA | 24 | 4 | 0.33 | 0.59 | 1580 | 1900 | 900 | $D_2$ = 150' |
| BD | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.15 | 0.19 | 340 | 440 | 250 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH C T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_P$ | DHV' PM | REMARKS° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CA | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.30 | 0.31 | 670 | 570 | 650 | $D_2$ = 370' |
| CB | a = 24 | 18-B, FIG 11 | 0.16 | 0.31 | 620 | 810 | 290 | $D_3$ = 180'<br>2-LANE RAMP |
| | | | | | | | | WIDENS TO 2+2 LANES |

*Figure 20.—Capacity analysis worksheet for problem 36, intersection AB-CD.*

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | W — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0 0 | — | — | 0 90 | 0 89 | 0 89 | 0 89 | 0 88 | 0 87 | 0 86 |
| B | 0 1 | — | — | 0 93 | 0 93 | 0 93 | 0 93 | 0 92 | 0 91 | 0 90 |
| C Design Capacity | 0 3 | — | — | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| D | 0 7 | — | — | 1 07 | 1 08 | 1 10 | 1 12 | 1 14 | 1 18 | 1 22 |
| E Possible Capacity | 0 85 | — | — | 1 10 | 1 13 | 1 16 | 1 18 | 1 20 | 1 25 | 1 30 |

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

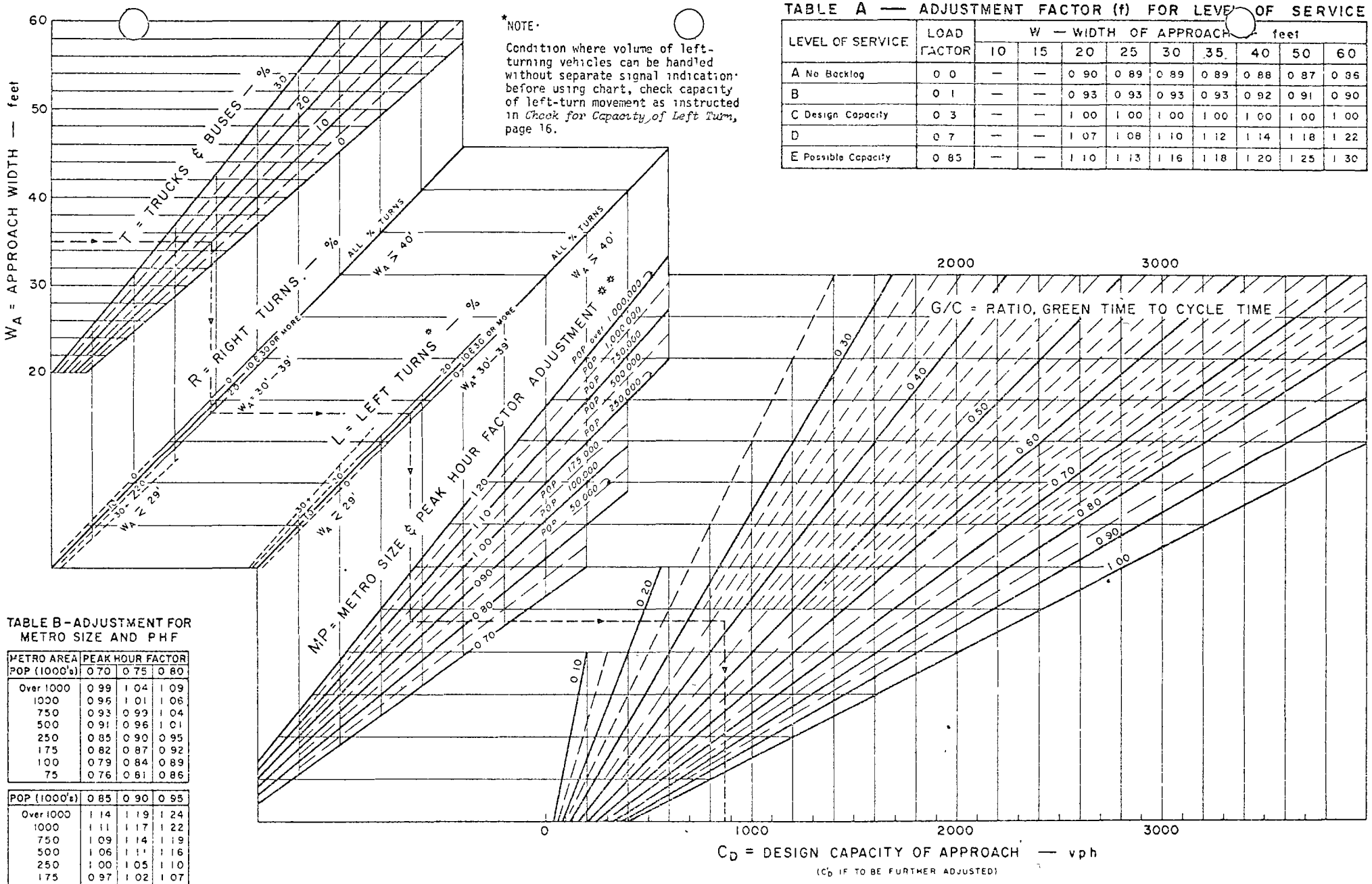



TABLE B – ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0 70 | 0 75 | 0 80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 0 99 | 1 04 | 1 09 |
| 1000 | 0 96 | 1 01 | 1 06 |
| 750 | 0 93 | 0 99 | 1 04 |
| 500 | 0 91 | 0 96 | 1 01 |
| 250 | 0 85 | 0 90 | 0 95 |
| 175 | 0 82 | 0 87 | 0 92 |
| 100 | 0 79 | 0 84 | 0 89 |
| 75 | 0 76 | 0 81 | 0 86 |

| POP (1000's) | 0 85 | 0 90 | 0 95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1 14 | 1 19 | 1 24 |
| 1000 | 1 11 | 1 17 | 1 22 |
| 750 | 1 09 | 1 14 | 1 19 |
| 500 | 1 06 | 1 11 | 1 16 |
| 250 | 1 00 | 1 05 | 1 10 |
| 175 | 0 97 | 1 02 | 1 07 |
| 100 | 0 94 | 0 99 | 1 04 |
| 75 | 0 91 | 0 97 | 1 02 |

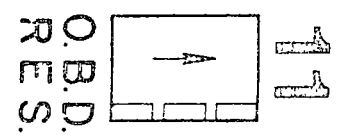
** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — PARKING ONE SIDE

O.B.D. & RESIDENTIAL AREA

CHART · 11



*Problem 36*

A diamond interchange is proposed at the crossing of a major street and an expressway in the outlying residential area of a city having a projected metropolitan population of 1.6 million. For the conditions indicated in figure 19, determine the essential geometric features of the cross street (24th Avenue) and the adjoining ramp terminals, including the number and arrangement of lanes, channelization, and signal phasing. Prepare a design sketch setting out the geometric requirements.

*Solution.* A detailed description of the procedural steps through the charts is not included for this problem. Instead, the solution is provided directly on the capacity analysis forms with primary references to charts 4 and 18. The results are tabulated on the worksheets in figures 20 and 21, covering intersections AB-CD and EF-GH, respectively. Both a.m. and p.m. peak-hour periods have been analyzed, and the different requirements for each are shown. The need for a 3-dial control system is apparent to allow for full efficiency and flexibility of operation to fit the characteristics and separate demands of the morning-, evening- and off-peak periods.

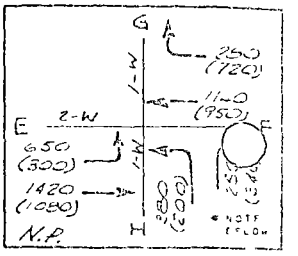
An early step in the analysis of a complete intersection is the establishment of signal phasing. Sometimes there are several ways of phasing an intersection. Each way should be tested and the most efficient phasing established through preliminary use of the charts. After a phasing arrangement has been selected, the analysis is continued in a straightforward manner by determining the $G/C$ required for each intersection approach based on the approach width, demand volume, and other pertinent conditions. The sum of the $G/C$'s, together with the amber periods divided by the cycle time, $A/C$, should be equal to or less than 1.00. If the $G/C$'s total less than 1.00, each $G/C$ is adjusted upward by inspection or in proportion to demand on the approaches to the required total. If the $G/C$'s total more than 1.00, the design capacity or the service volume for a given level of service has been exceeded, and it may be necessary to reanalyze some of the approaches by increasing the width or changing some other condition in order to reduce the $G/C$ total to approximately 1.00.

It is not always feasible to have each individual movement accommodated precisely at design capacity, this kind of balance is practically impossible. Some movements will operate at a volume below the available design capacity, other movements may operate at a volume exceeding the design capacity. Although an attempt is made to avoid the latter situation, a slight excess of demand volume over design capacity, that is, a nominal lowering of the selected level of service, is frequently acceptable as illustrated in movement AB for the a.m. peak shown in figure 20. Here the required $G/C$ of 0.36 was adjusted downward to 0.34 to achieve a balance in the total $G/C$, otherwise, it would have been necessary to increase the approach from 3 to 4 lanes.

SIGNALIZED INTERSECTION
CAPACITY ANALYSIS

PROJECT GREGORY EXPRESSWAY

INTERSECTION 24th AVE DIAMOND INTERCH. (EF-GH)




BASIC CONDITIONS
METRO POPULATION 1,600,000 PHF 0.93
AREA CBD FRINGE CBD
(RESID) RURAL (Circle One)

C = SIGNAL CYCLE = 80 SEC  A/C = 11/80 = 0.14

| PHASE 1 | | PHASE 2 | | PHASE 3 | | PHASE | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G/C = 0.32<br>G = 26 SEC | 3 | G/C = 0.33<br>G = 26 SEC | 4 | G/C = 0.21<br>G = 17 SEC | 4 | AM | |
| G A F E PED | AMBER | G A FM (PED) F E PED | AMBER | PED E F H | AMBER | | AMBER |
| G/C = 0.36<br>G = 29 SEC | 3 SEC | G/C = 0.28<br>G = 22 SEC | 4 SEC | G/C = 0.22<br>G = 18 SEC | 4 SEC | PM | |

APPROACH F  T = 10 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FE | 36 | 4 | 0.31 | 0.37 | 1180 | 1450 | 1140 | |
| FG | 9-12 | 18-6 | 0.17 | 0.22 | 330 | 430 | 280 | $D_2$ = 350' |
| | | | | | | | | |

APPROACH E  T = 10 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EF | 24 | 4 | 0.53 | 0.69 | 1850 | 2220 | 1420 | |
| EG | 9-24 | 18-8, FIG 11 | 0.55 | 0.58 | 650 | 850 | 650 | $D_3$ = 370' |
| | | | | | | | | |

APPROACH H  T = 6 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| HE | 9-24 | FIG 12 | 0.20 | 0.21 | 400 | 520 | 380 | CONS. SINGLE LEFT TURN WITH OPTIONAL LANE D=240' |
| HF | 9-24 | | 0.20 | 0.21 | 290 | 380 | 250 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH F  T = 10 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FE | 36 | 4 | 0.26 | 0.36 | 1540 | 1650 | 950 | MAY REQUIRE ADDITIONAL LANE (ONE SET) MUST BE 3 LANE MERGE FOR TO E |
| FG | 9-12 | 18-6 | 0.67 | 0.69 | 720 | 940 | 720 | $D_2$ = 640 MIN |
| | | | | | | | | |

$D_2$ = 370' BASED ON FE STORAGE

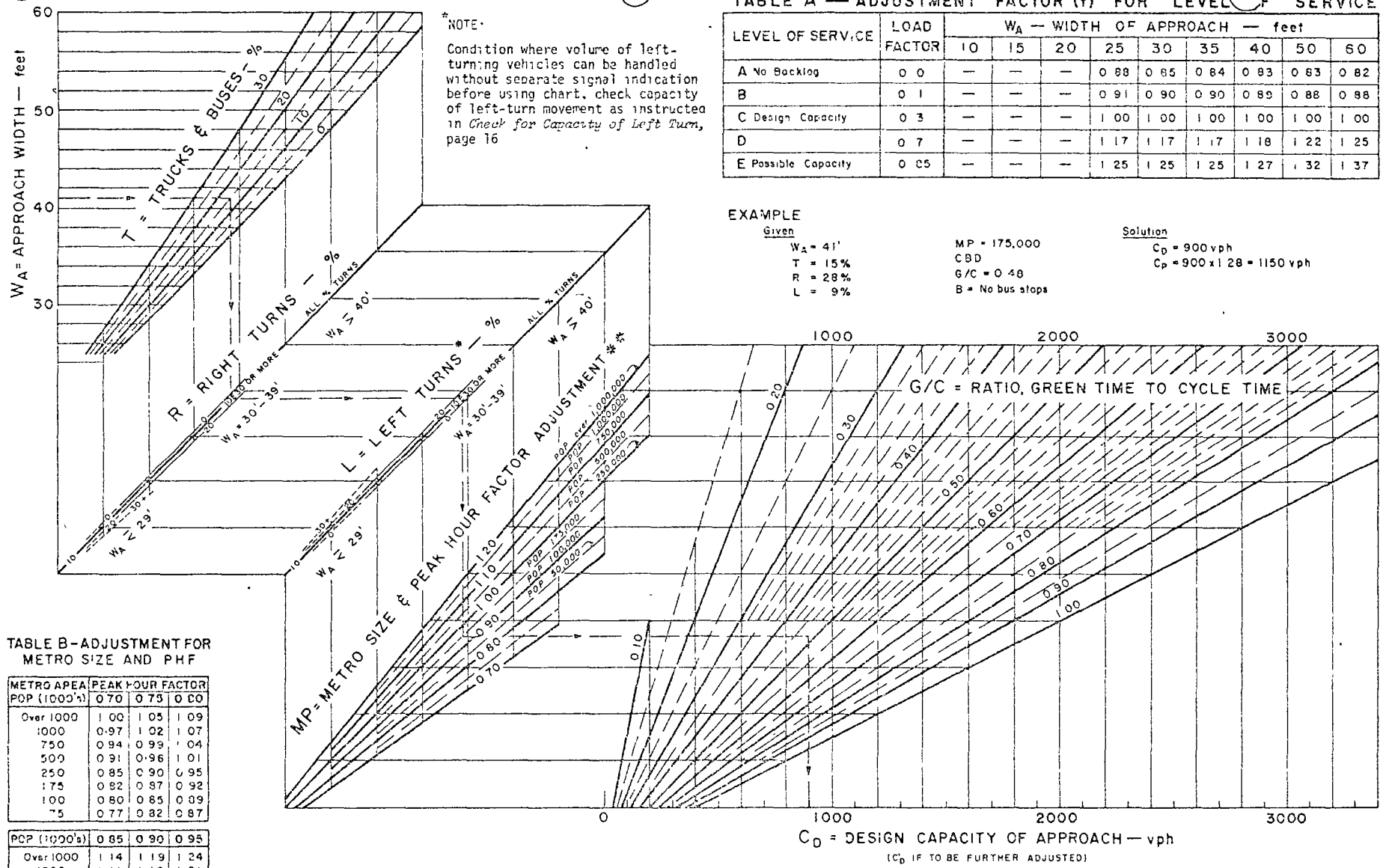
APPROACH E  T = 10 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EF | 24 | 4 | 0.41 | 0.69 | 1860 | 2230 | 1060 | |
| EG | 9-24 | 18-8, FIG 11 | 0.15 | 0.28 | 530 | 690 | 300 | $D_3$ = 180' |
| | | | | | | | | |

APPROACH H  T = 6 %  R = 0 %  L = 0 %  BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS[c] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| HE | 9-24 | FIG 12 | 0.18 | 0.22 | 240 | 310 | 200 | D=210' |
| HF | 9-24 | | 0.18 | 0.22 | 420 | 550 | 340 | |
| | | | | | | | | |

*Figure 21.—Capacity analysis worksheet for problem 36, intersection EF-GH.*




*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | — | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | — | — | — | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | — | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | — | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

EXAMPLE

Given

$W_A$ = 41'
T = 15%
R = 28%
L = 9%

MP = 175,000
CBD
G/C = 0.48
B = No bus stops

Solution

$C_D$ = 900 vph
$C_P$ = 900 x 1.28 = 1150 vph

TABLE B-ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.00 | 1.05 | 1.09 |
| 1000 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 750 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.80 | 0.85 | 0.89 |
| 75 | 0.77 | 0.82 | 0.87 |

| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 1000 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.18 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 175 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 100 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 75 | 0.92 | 0.96 | 1.01 |

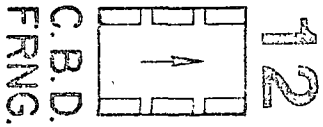
** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

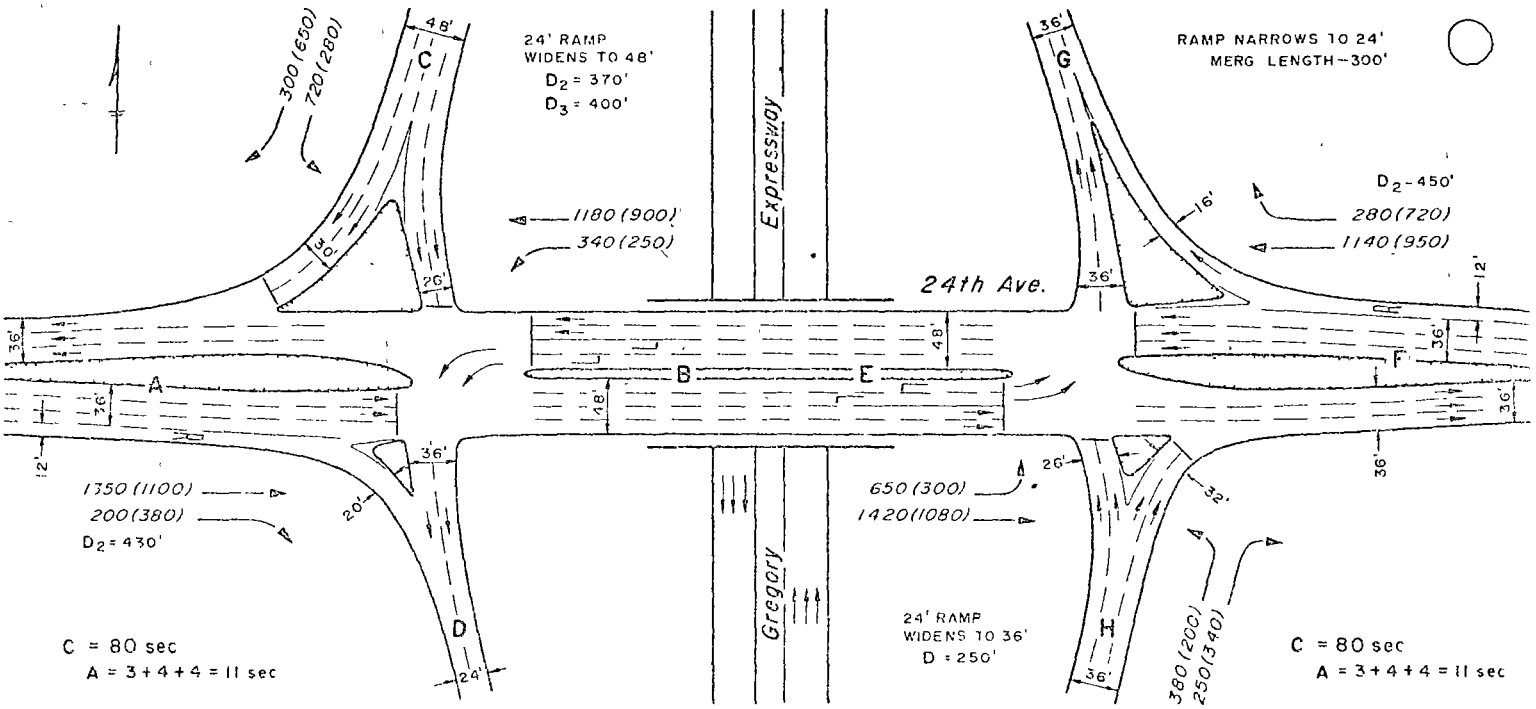
DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET — PARKING BOTH SIDES

C.B.D. & FRINGE AREA

CHART 12






INTERSECTION AB-CD — AM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL PHASE | G/C | CAPACITY DESIGN | CAPACITY POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| AB | 1 | 0.34 | 1270 | 1560 | 1350 |
| AD | | | 360 | 470 | 200 |
| BA | 2 | 0.19 | 1540 | 1850 | 1180 |
| BD | | | 340 | 440 | 340 |
| | | | | | |
| CA | 3 | 0.33 | 700 | 910 | 300 |
| CB | | | 670 | 870 | 720 |
| | | | | | |

INTERSECTION EF-GH — AM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL PHASE | G/C | CAPACITY DESIGN | CAPACITY POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| FE | 1 | 0.32 | 1180 | 1450 | 1140 |
| FG | | | 330 | 430 | 280 |
| EF | 2 | 0.33 | 1850 | 2220 | 1420 |
| EG | | | 650 | 850 | 650 |
| | | | | | |
| HE | 3 | 0.21 | 400 | 520 | 380 |
| HF | | | 290 | 380 | 250 |
| | | | | | |

INTERSECTION AB-CD — PM PEAK

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AB | 1 | 0.36 | 1330 | 1640 | 1100 |
| AD | | | 380 | 490 | 380 |
| BA | 2 | 0.19 | 1580 | 1900 | 900 |
| BD | | | 340 | 440 | 250 |
| | | | | | |
| CA | 3 | 0.31 | 670 | 870 | 650 |
| CB | | | 620 | 810 | 280 |
| | | | | | |

INTERSECTION EF-GH — PM PEAK

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| FE | 1 | 0.36 | 1340 | 1650 | 950 |
| FG * | | | 720 | 940 | 720 |
| EF | 2 | 0.28 | 1860 | 2230 | 1080 |
| EG | | | 530 | 690 | 300 |
| FG * | | | * | * | * |
| HE | 3 | 0.22 | 240 | 310 | 200 |
| HF | | | 420 | 550 | 340 |
| | | | | | |

* Moves during phases 1 and 2 (G/C=0.69); total shown under phase 1

*Figure 22.—Solution for problem 36.*

*NOTE

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication: before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | — | 0.88 | 0.85 | 0.81 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | — | — | — | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | — | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | — | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

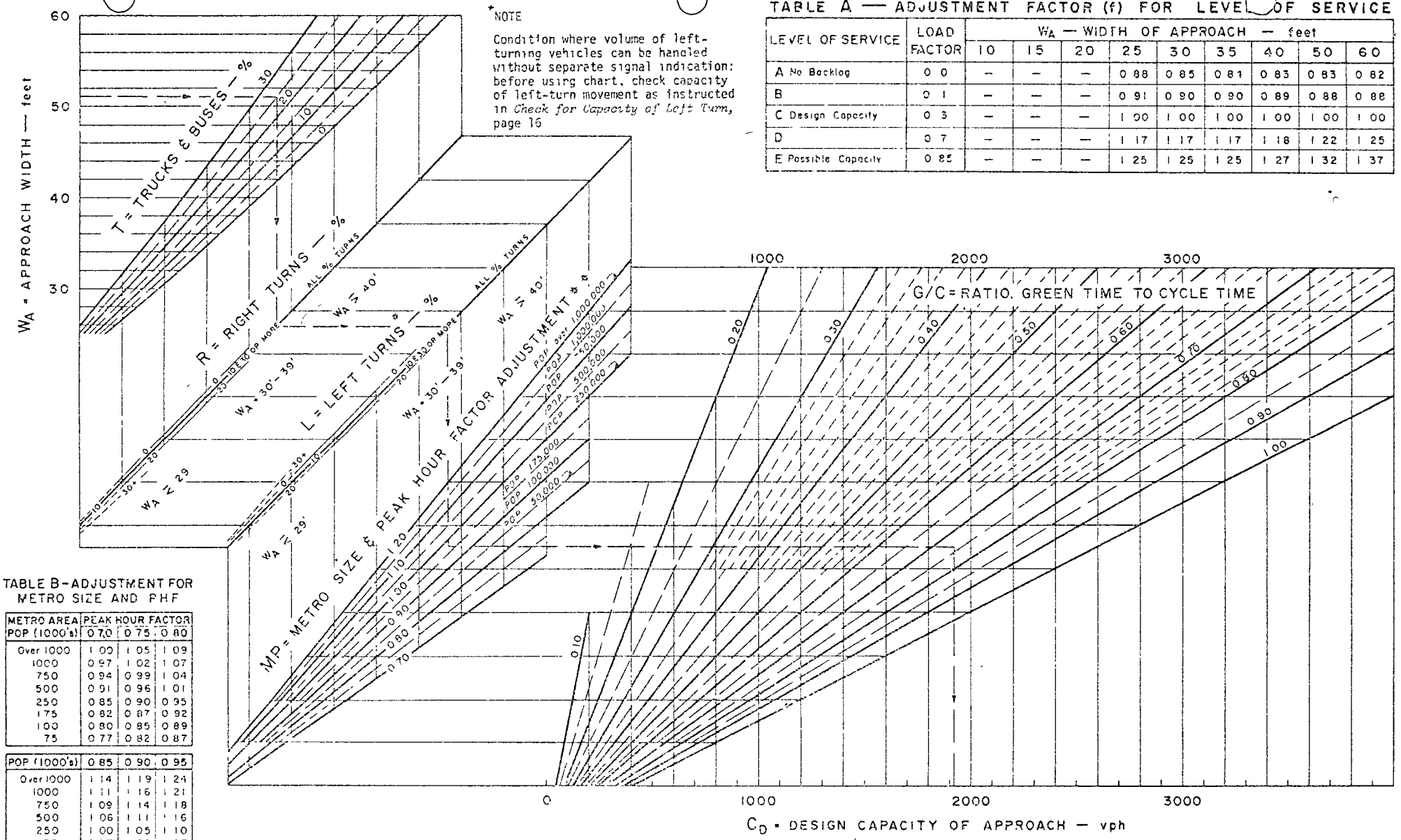



TABLE B-ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.00 | 1.05 | 1.09 |
| 1000 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 750 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.80 | 0.85 | 0.89 |
| 75 | 0.77 | 0.82 | 0.87 |

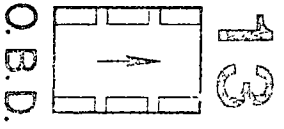
| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 1000 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.18 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 175 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 100 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 75 | 0.92 | 0.96 | 1.01 |

** Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET – PARKING BOTH SIDES – O.B.D.

CHART 13



The solution, showing the design requirements, is indicated in figure 22. The tabulations below the geometric layout are part of the suggested format for summarizing the analysis. Both a.m. and p.m. peaks are considered and the selected signal phasing and a comparison for each movement of the *DHV* with design capacity and possible capacity are shown. The other information tabulated on the worksheets of figures 20 and 21—such as the number, arrangement, and lengths of lanes—is reflected in the design sketch of figure 22. Several features developed in this design are characteristic of diamond interchanges in urban areas. The cross street widens within the interchange to accommodate left-turning vehicles. In urban areas, the 2-abreast left-turn design on the cross street is sometimes required, frequently for one and occasionally for both left-turning movements. The 4-lane approach at C divides into a 2-lane right-turning movement and a 2-lane left-turning movement to handle the indicated volumes. The ramp proper widens from a 2-lane width at the expressway exit to a 4-lane section at C. Lengths called for on the widened portion, $D_2$ and $D_3$, are indicated on the plan. The requirement on approach H is a 3-lane section, separating into two 2-lane turning movements with the center lane serving as an optional lane. Exit G is designed for 3 lanes to allow the 2-lane movement EG to merge with the relatively large movement FG during phase 2 in the evening peak. The ramp then narrows to 2 lanes before entering the expressway.

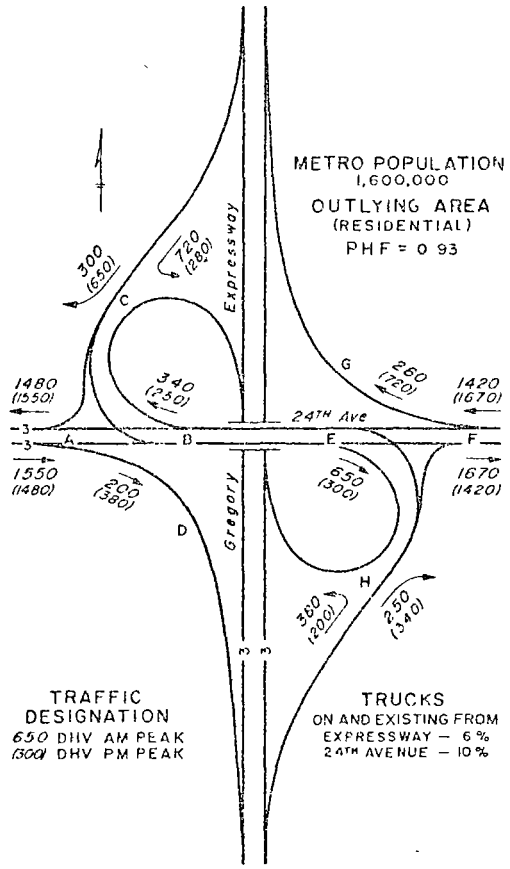
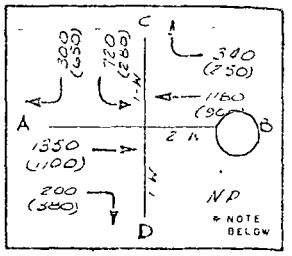



*Figure 23.—Problem 37 illustrated.*

SIGNALIZED INTERSECTION
CAPACITY ANALYSIS




PROJECT GREGORY EXPRESSWAY

INTERSECTION 24th AVE PARCLO A INTERCH (AB-CD)

BASIC CONDITIONS
METRO POPULATION 1,600,000 PHF 0 93
AREA CBD FRINGE OBD
RESID RURAL (Circle One)

C = SIGNAL CYCLE = 60 SEC A/C = 6 / 60 = 0 10

| PHASE 1 | | PHASE 2 | | PHASE | | PHASE | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G/C = 0 50<br>G = 30 SEC | 3 | G/C = 0 40<br>G = 24 SEC | 3 | AM | | | |
| PED A C B A D | AMBER | C PED PED | AMBER | | AMBER | | AMBER |
| G/C = 0 50<br>G = 30 SEC | 3 SEC | G/C = 0.40<br>G = 24 SEC | 3 SEC | PM | SEC | G/C =<br>G = SEC | SEC |

APPROACH A T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AB | 36 | 4 | 0.41 | 0.50 | 1870 | 2300 | 1550 | |
| AD | | SPEC COND. ITEM 6 | | | | | | |
| | | | | | | | | |

APPROACH B T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BA | 24 | 4 | 0.44 | 0 50 | 1350 | 1620 | 1180 | |
| BC | a = 12 | CONTROLLED BY | RAMP | | 1120 | 1400 | 340 | |
| | | | CAPACITY | | | | | |

APPROACH C T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CA | a = 24 | 18 B, FIG 11 | 0 15 | 0 40 | 960 | 1250 | 300 | $D_2$ = 160' |
| CB | a = 24 | 18 B, FIG 11 | 0 35 | 0 40 | 820 | 1070 | 720 | $D_3$ = 300' |
| | | | | | | | WIDENS | 2-LANE RAMP TO 2+2 LANES |

APPROACH A T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AB | 36 | 4 | 0 40 | 0 50 | 1870 | 2300 | 1480 | |
| AD | | SPEC COND ITEM 6 | | | | | | |
| | | | | | | | | |

APPROACH B T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BA | 24 | 4 | 0 33 | 0.50 | 1350 | 1620 | 900 | |
| BC | a = 12 | CONTROLLED BY | RAMP | | 1120 | 1400 | 250 | |
| | | | CAPACITY | | | | | |

APPROACH C T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CA | a = 24 | 18 B, FIG 11 | 0 30 | 0 40 | 960 | 1250 | 650 | $D_2$ = 280' |
| CB | a = 24 | 18 B, FIG 11 | 0 16 | 0 40 | 820 | 1070 | 280 | $D_3$ = 150' |
| | | | | | | | WIDENS | 2-LANE RAMP TO 2+2 LANES |

*Figure 24.—Capacity analysis worksheet for problem 37, intersection AB-CD.*

*NOTE

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — feet | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0.0 | — | — | — | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | — | — | — | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C Design Capacity | 0.3 | — | — | — | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | — | — | — | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E Possible Capacity | 0.85 | — | — | — | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

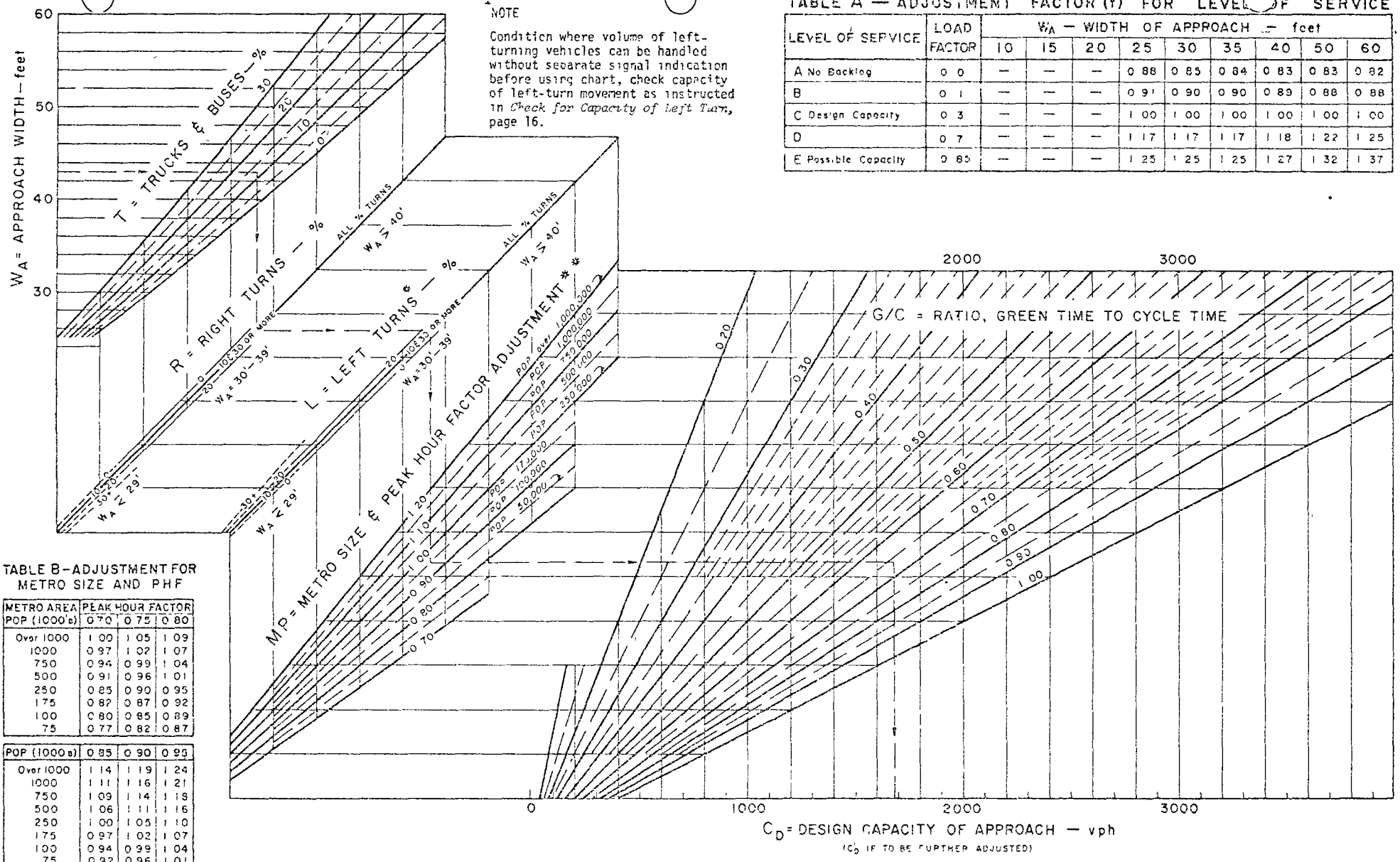



TABLE B-ADJUSTMENT FOR METRO SIZE AND PHF

| METRO AREA POP (1000's) | PEAK HOUR FACTOR 0.70 | 0.75 | 0.80 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.00 | 1.05 | 1.09 |
| 1000 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 750 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 |
| 100 | 0.80 | 0.85 | 0.89 |
| 75 | 0.77 | 0.82 | 0.87 |

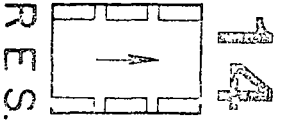
| POP (1000's) | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
|---|---|---|---|
| Over 1000 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 1000 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 750 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| 500 | 1.06 | 1.11 | 1.16 |
| 250 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 175 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 100 | 0.94 | 0.99 | 1.04 |
| 75 | 0.92 | 0.96 | 1.01 |

* * Use Table B if PHF is known to find adjust factor, otherwise use Population directly

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

ONE-WAY STREET—PARKING BOTH SIDES—RESIDENTIAL AREA

CHART 14

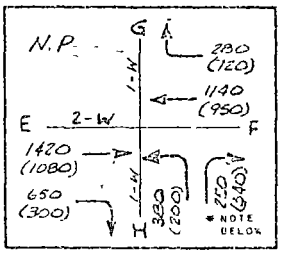


SIGNALIZED INTERSECTION
CAPACITY ANALYSIS

PROJECT GREGORY EXPRESSWAY

INTERSECTION 24th AVE PARCLO A INTERCH (EF-GH)

BASIC CONDITIONS
METRO POPULATION 1,600,000 PHF 0.93
AREA CBD FRINGE DBD
(RESID) RURAL (Circle One)




C = SIGNAL CYCLE = 60 SEC

A/C = 6.1 60 = 0.10

| PHASE 1 | | PHASE 2 | | PHASE | | PHASE | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G/C = 0.65<br>G = 39 SEC | 5 | G/C = 0.25<br>G = 15 SEC | 3 | ← AM | | ** NOTE<br>LAGGING GREEN ON FG FOR 5 SEC DURING PM PEAK ONLY (G/C = 0.70) | |
| G A **<br>← F<br>C →<br>H ← PED | AMBER | ← PED<br>E ← F<br>PED H | AMBER | | AMBER | | AMBER |
| G/C = 0.65<br>G = 39 SEC | 3 SEC | G/C = 0.25<br>G = 15 SEC | 3 SEC | ← PM | SEC | G/C =<br>G = SEC | SEC |

APPROACH F T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FE | 24 | 4 | 0.42 | 0.65 | 1750 | 2100 | 1140 | |
| FG | a = 12 | 18-8 | 0.27 | 0.65 | 670 | 870 | 280 | $D_2$ = 240' |
| | | | | | | | | |

APPROACH E T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EF | 24 | 4 | 0.53 | 0.65 | 1750 | 2100 | 1420 | |
| EH | a = 12 | CONTROLLED BY RAMP CAPACITY | | | 1120 | 1400 | 650 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH H T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' AM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| HE | a = 24 | FIG 12 | 0.20 | 0.25 | 480 | 620 | 380 | COMB DOUBLE LT & RT TURN WITH OPTIONAL LANE D = 190' |
| HF | a = 24 | FIG 12 | 0.20 | 0.25 | 310 | 400 | 250 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH F T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FE | 24 | 4 | 0.36 | 0.65 | 1750 | 2100 | 950 | $D_2$ = 470' DES OR |
| FG | a = 12 | 18-8 | 0.69 | 0.70 | 730 | 950 | 720 | $D_2$ = 420 MIN |
| | | | | | | | BASED ON FE STORAGE | |

APPROACH E T = 10 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EF | 24 | 4 | 0.41 | 0.65 | 1750 | 2100 | 1080 | |
| EH | a = 12 | CONTROLLED BY RAMP CAPACITY | | | 1120 | 1400 | 300 | |
| | | | | | | | | |

APPROACH H T = 6 % R = 0 % L = 0 % BUS STOP NONE

| MOVEMENT | $W_A$ FEET | CHART REFERENCE | G/C REQ'D | G/C USED | CAPACITY $C_D$ | CAPACITY $C_p$ | DHV' PM | REMARKS* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| HE | a = 24 | FIG 12 | 0.18 | 0.25 | 280 | 360 | 200 | D = 180' |
| HF | a = 24 | FIG 12 | 0.18 | 0.25 | 470 | 610 | 340 | |
| | | | | | | | | |

*Figure 25.—Capacity anlysis worksheet for problem 37, intersection EF-GH.*

The capacity analysis, using the 3-phase control at intersection AB-CD and at intersection EF-GH, provides the basis for the geometric design of the interchange along 24th Avenue. A more refined and complete analysis of signalization, including the use of time-space diagrams and overlap intervals to provide maximum degree of coordination between the two intersections and progression of movements, also can be an important aspect of design. Usually, however, this is not essential in establishing the basic geometry of the intersection. Sometimes a nominal increase in capacity is achieved through such refinement; but, if not accounted for initially, it places the design on the safe side.

### *Problem 37*

For the basic conditions described in problem 36, a parclo-A interchange of the form shown in figure 23 is also to be considered at the same location. As before, determine the essential geometric features of the cross street and the adjoining ramp terminals, including the number and arrangement of lanes, channelization, and signal phasing. Prepare a design sketch setting forth the geometric requirements.

*Solution.* The analysis and procedure in the solution are much the same as in the previous problem. An important initial step in the analysis is the determination of signal phasing. For a parclo-A a simple 2-phase control at each intersection is all that is required. Complete analysis for intersections AB-CD and EF-GH for both a.m. and p.m. peaks are detailed on the worksheets of figures 24 and 25. The solution, including the geometric layout, signal timing, and summary of volume-capacity relations, is shown in figure 26.

Basically, the parclo-A requires no widening of the cross street through the interchange. Moreover, the space occupied by the approaches to the interchange is equivalent to the normal street width. The designs for the movements exiting from the cross street differ significantly from the diamond interchange, however, the designs for the entering ramp terminals, approaches C and H, are essentially the same as on the diamond interchange. In this example, the parclo-A requires not only a lesser number of lanes than the diamond to handle the same traffic, but operates at an overall higher level of service, that is, for the majority of the movements there is a greater difference between capacity and *DHV*.

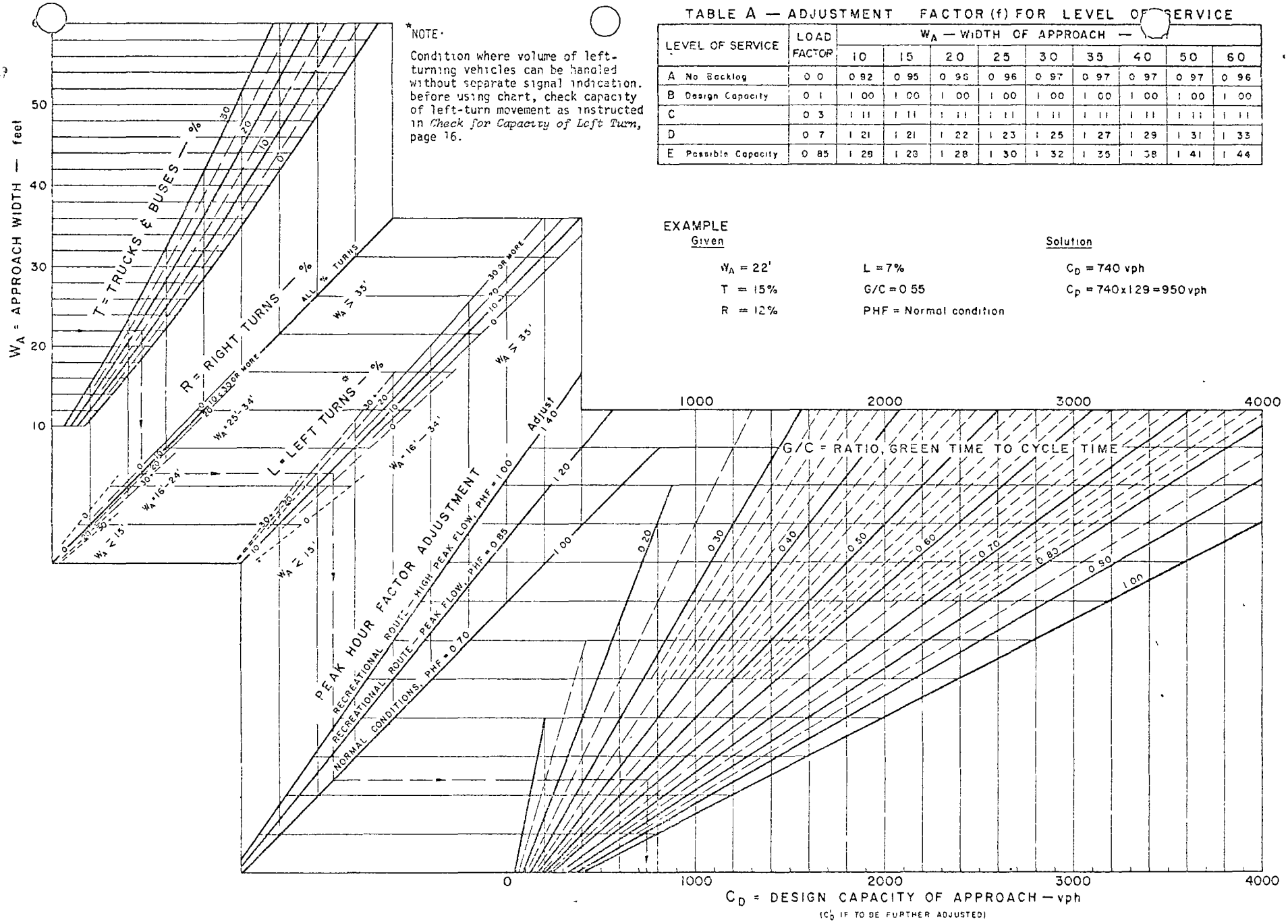
To achieve a more meaningful comparison of the two alternative plans with regard to capacity potential, a *design capacity index* can be employed. This measure of performance or overall ability of the intersection to handle traffic is the ratio of the sum of all traffic entering the intersection, during a given period of time, to the sum of all approach design capacities handling this traffic. In brief, it is the composite $V/C_D$, representing the a.m. peak, the p.m. peak, or a combination of the two. For example, the design capacity index, $V/C_D$, for intersection AB-CD during

*NOTE:

Condition where volume of left-turning vehicles can be handled without separate signal indication. before using chart, check capacity of left-turn movement as instructed in *Check for Capacity of Left Turn*, page 16.

TABLE A — ADJUSTMENT FACTOR (f) FOR LEVEL OF SERVICE

| LEVEL OF SERVICE | LOAD FACTOR | $W_A$ — WIDTH OF APPROACH — | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| A No Backlog | 0 0 | 0 92 | 0 95 | 0 96 | 0 96 | 0 97 | 0 97 | 0 97 | 0 97 | 0 96 |
| B Design Capacity | 0 1 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| C | 0 3 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 | 1 11 |
| D | 0 7 | 1 21 | 1 21 | 1 22 | 1 23 | 1 25 | 1 27 | 1 29 | 1 31 | 1 33 |
| E Possible Capacity | 0 85 | 1 28 | 1 28 | 1 28 | 1 30 | 1 32 | 1 35 | 1 38 | 1 41 | 1 44 |




EXAMPLE

Given

$W_A$ = 22'  L = 7%

T = 15%  G/C = 0.55

R = 12%  PHF = Normal condition

Solution

$C_D$ = 740 vph

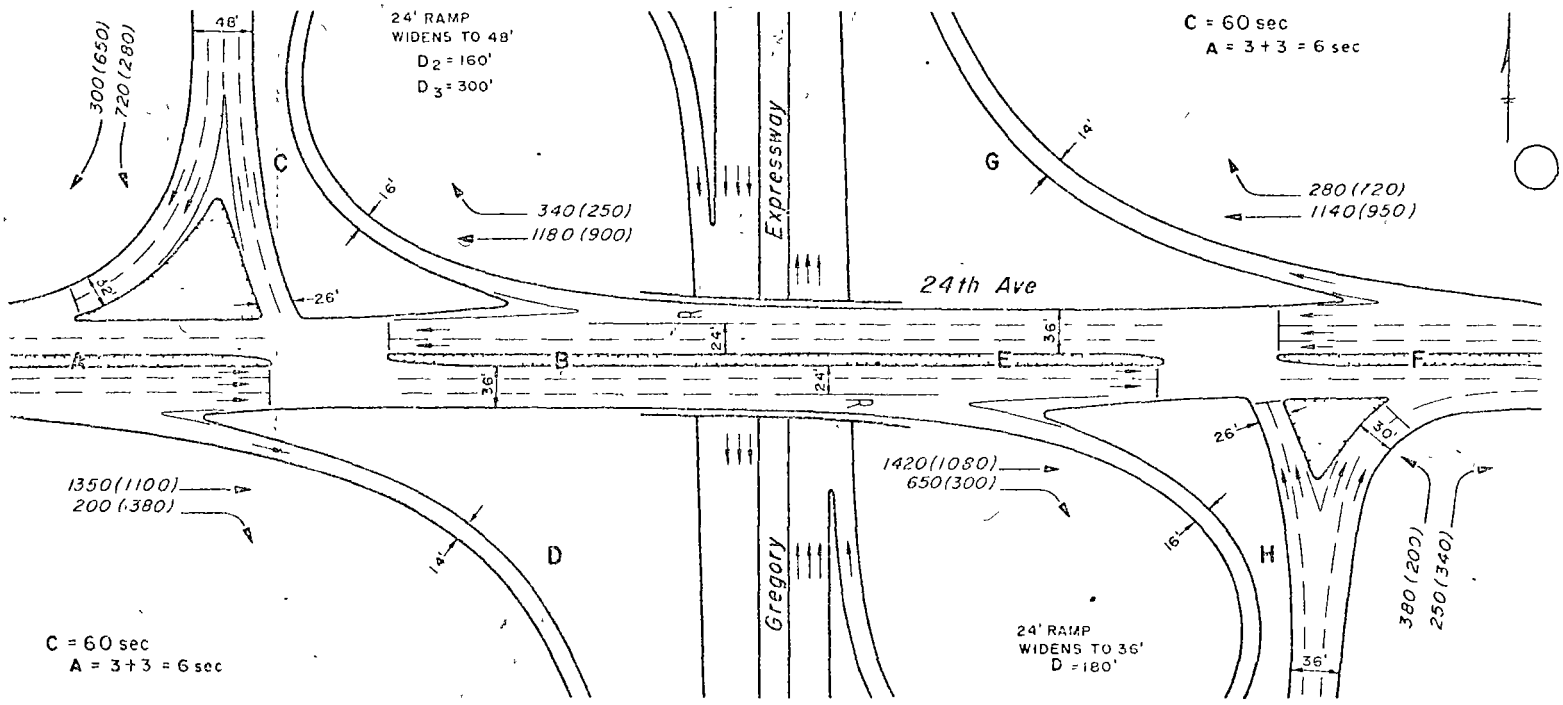
$C_p$ = 740 x 1.29 = 950 vph

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

RURAL TWO-WAY HIGHWAY — NO PARKING

CHART 15

RURAL




INTERSECTION AB-CD — AM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL: PHASE | SIGNAL CONTROL: G/C | CAPACITY: DESIGN | CAPACITY: POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| AB+AD | ① C, PED, B | 0.50 | 1870 | 2300 | 1550 |
| BA | A | | 1350 | 1620 | 1180 |
| BC | D | | 1120 | 1400 | 340 |
| CA | ② C, PED | 0.40 | 960 | 1250 | 300 |
| CB | A, B, PED | | 820 | 1070 | 720 |

INTERSECTION EF-GH — AM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL: PHASE | SIGNAL CONTROL: G/C | CAPACITY: DESIGN | CAPACITY: POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| FE | ① G | 0.65 | 1750 | 2100 | 1140 |
| FG | F | | 670 | 870 | 280 |
| EF | E | | 1750 | 2100 | 1420 |
| EH | H, PED | | 1120 | 1400 | 650 |
| HE | ② PED | 0.25 | 480 | 620 | 380 |
| HF | E, F, PED, H | | 310 | 400 | 250 |

INTERSECTION AB-CD — PM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL: PHASE | SIGNAL CONTROL: G/C | CAPACITY: DESIGN | CAPACITY: POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| AB+AD | ① C, PED, B | 0.50 | 1870 | 2300 | 1480 |
| BA | A | | 1350 | 1620 | 900 |
| BC | D | | 1120 | 1400 | 250 |
| CA | ② C, PED | 0.40 | 960 | 1250 | 650 |
| CB | A, B, PED | | 820 | 1070 | 280 |

INTERSECTION EF-GH — PM PEAK

| APPROACH OR MOVEMENT | SIGNAL CONTROL: PHASE | SIGNAL CONTROL: G/C | CAPACITY: DESIGN | CAPACITY: POSSIBLE | DHV |
|---|---|---|---|---|---|
| FE | ① G | 0.65 | 1750 | 2100 | 950 |
| FG * | F | | 730 | 950 | 720 |
| EF | E | | 1750 | 2100 | 1080 |
| EH | H, PED | | 1120 | 1400 | 300 |
| HE | ② PED | 0.25 | 280 | 360 | 200 |
| HF | E, F, PED, H | | 470 | 610 | 340 |

* FG has 3-sec lagging green during PM peak only, yielding G/C = 0.70

*Figure 26.—Solution for problem 37.*

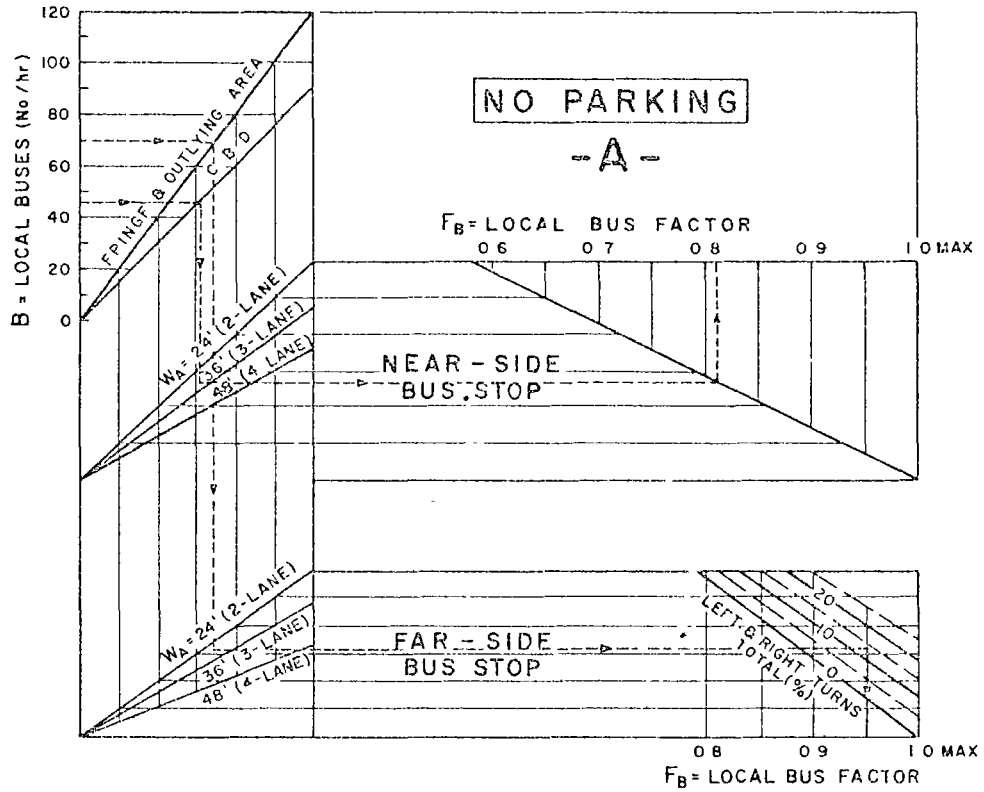
the a.m. peak is: on the diamond interchange, 4,000/4,880=0.84, on the parclo-A interchange 4,060/6,020=0.68. The indices indicate that, as a whole, the diamond is operating at 84 percent of design capacity, and the parclo-A at 68 percent of design capacity. Comparison of the two operating percentages in itself is not fully indicative of conditions. It is also necessary to consider the number of individual movements or vehicles operating at $V/C_D$ larger than 1.00. For the diamond interchange, movements AB and CB are in this category; but on the parclo-A interchange, all movements are well below the ratio of 1.00.

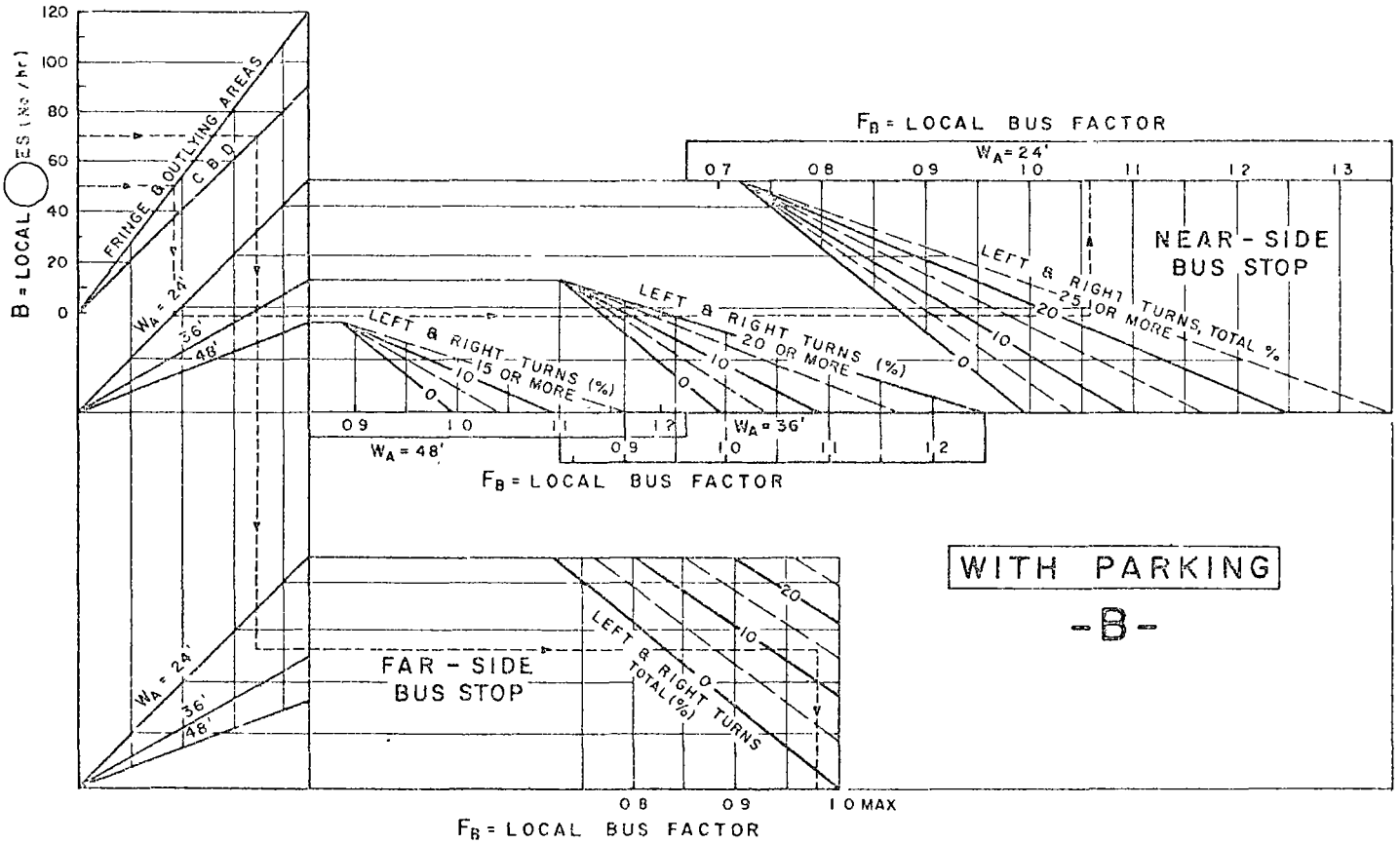
Another more detailed way of evaluating and comparing volume-capacity relations on alternative designs is by determining design capacity indices along with levels of service for individual movements. The following tabulation, compiled from the summary tables on figures 22 and 26, allows for a comparison of the a.m. peak of intersection AB-CD on the diamond with the a.m. peak of intersection AB-CD on the parclo-A.

16

BUS STOP

NOTE
Local buses are to be included in determining overall percentage of trucks and buses (T) on Charts 3 – 14




DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

LOCAL BUS FACTOR

FOR USE IN CONJUNCTION WITH CHARTS 3 – 14

CHART 16

*Diamond Interchange*

| Movement | $V$ | $C_D$ | $V/C_D$ | Level of Service |
|---|---|---|---|---|
| AB | 1 350 | 1,270 | 1 06 | D |
| AD | 200 | 360 | 0 56 | A |
| BA | 1, 180 | 1, 540 | 0 77 | A |
| BD | 340 | 340 | 1 00 | C |
| CA | 300 | 700 | 0 43 | A |
| CB | 720 | 670 | 1 07 | D |
| Design Capacity Index | 4, 090 — | 4, 880 = | 0 84 | A–D |

*Parclo-A Interchange*

| Movement | $V$ | $C_D$ | $V/C_D$ | Level of Service |
|---|---|---|---|---|
| AB+AD | 1, 550 | 1, 870 | 0 83 | A |
| BA | 1, 180 | 1, 350 | 0 87 | A |
| BC | 340 | 1, 120 | 0 30 | A |
| CA | 300 | 860 | 0 35 | A |
| CB | 720 | 820 | 0 88 | A |
| Design Capacity Index | 4, 090 — | 6, 020 = | 0 68 | A |

The levels of service shown in the tabulations were determined by comparing the $V/C_D$ ratios with the $f$ factors in tables 3 and 5. A thorough insight is gained with regard to operation and capacity potential of the two designs Note the superiority of the parclo interchange when the levels of service of individual movements and the design capacity indices are compared The operation of a complete intersection cannot be rated with a single level of service, unless all component movements of the intersection operate at one given level Thus, as shown above, the intersection on the diamond is rated as a range—level of service A–D, with a design capacity index of 0 84. The intersection on the parclo-A is rated—level of service A with a design capacity index of 0 68

# PART 5—OVERALL INTERSECTION CAPACITY

AS PART of planning and preliminary design processes, a quick, approximate determination of capacities is often needed The problem usually resolves itself into one of two conditions (1) where the approach volumes and street widths are known, the adequacy of the capacity of the intersection must be determined, or (2) where the approach volumes and the width of one street are known, the width of the intersecting street must be determined The need for analysis may pertain to an individual intersection, or may extend to a route with a series of intersections, or possibly to a whole system of streets in a given sector of a city. Charts 19 and 20 were devised for this purpose; they combine the necessary information for both of the intersecting streets on one chart and give results in terms of overall capacity. Each chart takes into account jointly, for average conditions, the intersection of any two facilities, regardless of 1-way or 2-way operation, type of area, and parking regulation. The left half of the chart is used for the approach on one street and the right half for the approach on the other or intersecting street A line projected between the inner sides of the two halves of the chart determines, at the intersection of the y-y axis and related metropolitan sizes, the adequacy of the street intersection.

The two parts of charts 19 and 20 are identical except for the reverse plotting The arrangement of each part is similar to that of charts 1 and 2, but the $G/C$ ratio in charts 19 and 20 is made the outer scale and the volume is shown as the lower series of curves The $G/C$ ratio on the side scales is the proportion of time required on the one approach for operation at design capacity. Assuming that 10 percent of the cycle time is being used in amber periods, design capacity is obtained when the total of two green intervals is 90 percent of the cycle (the sum of the two $G/C$ values = 0 90) The 1 00 point on the y-y axis is located so that a straight line between any two $G/C$ values passes through the 1 00 point when their sum is 0 90. The scale values above and below the 1 00 point on the y-y axis show the proportion by which the sum of the $G/C$ values is deficient or in excess of the design capacity condition

The scale on the axis also gives $V/C_D$, the ratio of approach volume to design capacity, combined for the two approaches Thus, when the combined approach volumes equal the combined design capacities, the ratio is 1 00 (level of service C operation) Points on the scale below 1 00 indicate operation at superior levels of service, B or A. Points above 1 00 indicate operation at less favorable levels of service, D, E, and F Possible capacity, level E, is the value on the y-y axis corresponding to the average $f$ value for the two approaches as found in table C on charts 19 and 20 Also, any reading on the axis can be compared with the average values for the two approaches in tables 3 and 4 to find the level of service at which the intersection as a whole is operating. The y-y axis is representative of conditions in metropolitan areas of 250,000 population. To allow for adjustment of results to other metropolitan sizes, bar scales parallel to the y-y axis are included

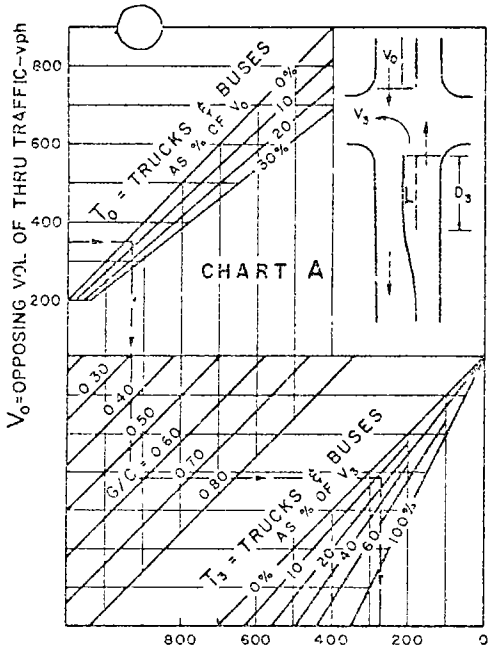
Charts 19 and 20 are intended for preliminary design and general evaluation of operation and capacity of intersections, including analyses of a series of intersections and street systems. The charts incorporate numerous specific conditions and several average conditions Specific conditions accounted for are approach width, 1-way or 2-way operation, parking regulation, area of city, such as *CBD*, fringe, etc ; approach volume, $G/C$; and metropolitan area population Average conditions built into the charts assume percent trucks, 10 percent right turns, 10 percent left turns, and no bus stops Allowance of 10 percent total for amber periods is incorporated in the charts as a constant. Under normal circumstances the deviation from these average conditions is not significant. Moreover, those variables that generally have a pronounced effect on capacity allow for adjustment in the charts Hence, the results produced are reasonably correct for regular intersections

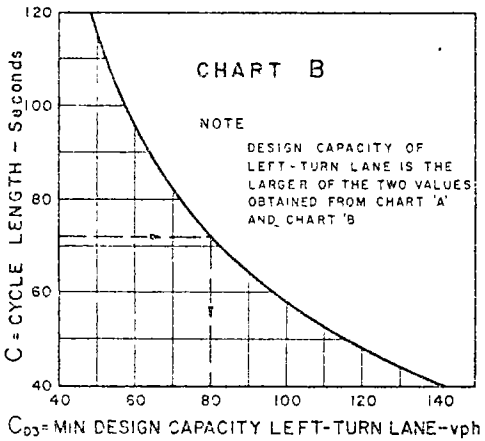
Charts 19 and 20 also may be adapted to other than regular intersections for planning and preliminary design, as follows

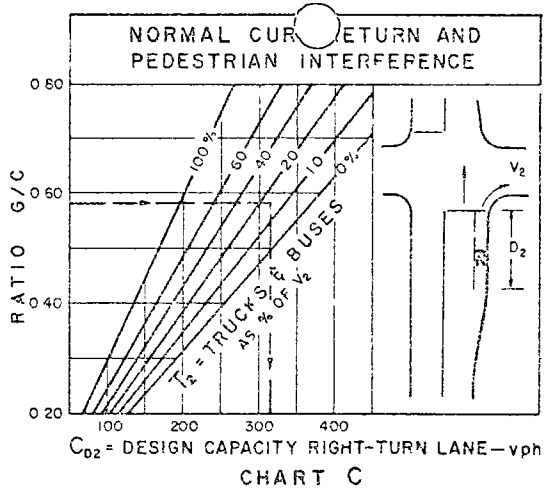
(1) Approaches with separate left-turn lane, not requiring separate signal indication Deduct 10 percent of the approach volume or 100 v p h , whichever is smaller, and use the width of approach exclusive of the separate left-turn lane

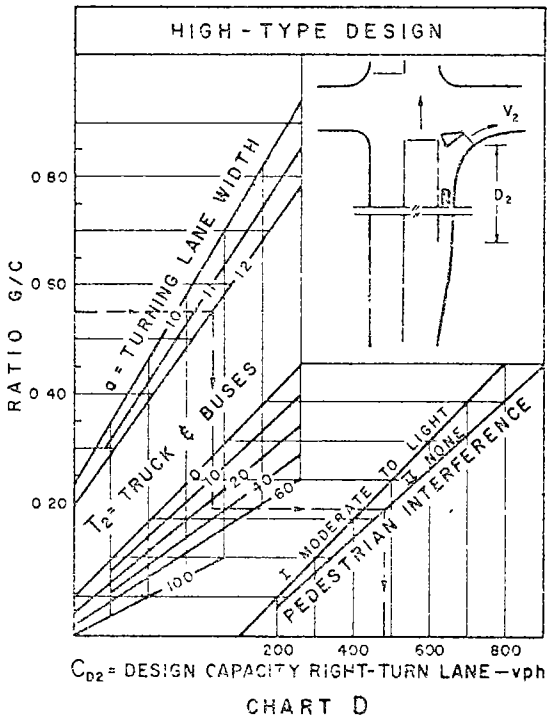
(2) Approaches with separate left-turn lane, requiring separate signal indication Deduct left-turn volume from approach volume Use the width of approach exclusive of the separate left-turn lane. Allow an additional $G/C$ of 0 10 for left-turning volumes of 120 to 140 v p.h., and an additional $G/C$ = (v.p h. turning left) — 1,000 for larger volumes. Thus, for a left-turning volume of 200 v p h , the additional $G/C$ would equal 0 20 The procedure in the chart for applying the additional $G/C$ is demonstrated in problem 40 and figure 28(1).

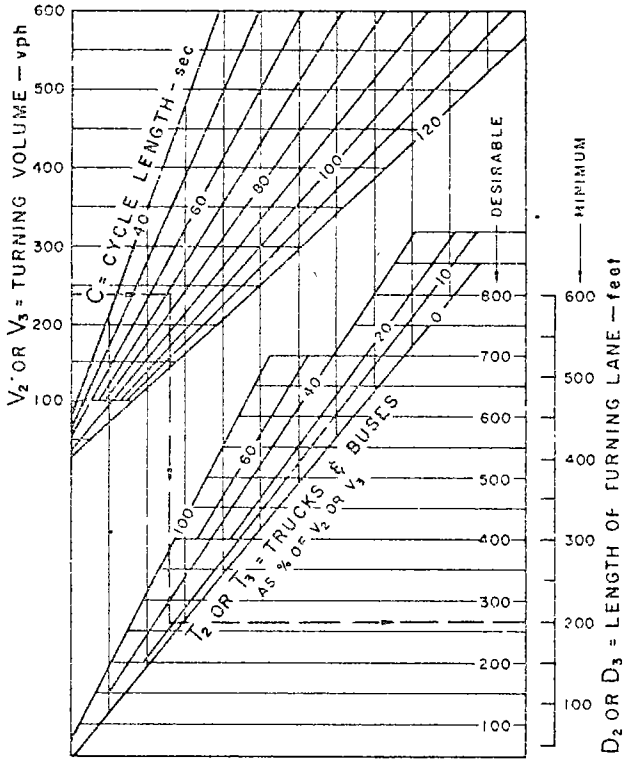
(3) Intercepted approaches at T or Y intersections The capacities of intercepted approaches are lower than on the approaches




NOTE

- CHARTS A AND B APPLY TO TWO-WAY FACILITIES ONLY, IN URBAN AS WELL AS IN RURAL AREAS
- CHARTS C AND D APPLY TO RIGHT-TURN LANES ON TWO-WAY STREETS AND TO BOTH RIGHT-AND LEFT-TURN LANES ON ONE-WAY STREETS
- CURVE II OF CHART D GENERALLY IS NOT APPLICABLE TO CBD
- IN RURAL AREAS (FOR SERVICE LEVEL B) MULTIPLY VALUES IN CHART D BY 0.90
- TO DETERMINE POSSIBLE CAPACITY OF RIGHT- OR LEFT-TURN LANE MULTIPLY CHART DESIGN CAPACITY BY 1.30

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

SEPARATE RIGHT- AND LEFT-TURN LANES

NO SEPARATE SIGNAL INDICATION FOR TURNING MOVEMENT

CHART 17

of normal (4-leg) intersections, as discussed in part 3 under the heading *T and Y Intersections*. The overall adjustment, indicated therein, for the angle of turn of the predominant movement may be applied to the solution in charts 20 and 21. For angles of turn in the vicinity of 90 degrees, capacities or service volumes on intercepted approaches are approximately 0.80 of the capacities or service volumes on 4-leg intersection approaches for the same width and traffic conditions. Thus, if the end product in chart 19 or 21 is the approach (service) volume for an intercepted approach, the result should be multiplied by 0.80. If the end product is the $V/C_D$ ratio, the $G/C$ indicated for the intercepted approach should be divided by 0.80, and the adjusted $G/C$ should then be used to complete the solution.

The various applications of charts 19 and 20 are demonstrated in the following problems.

***Problem 33***

In the *CBD* of a 2 million population metropolitan area, a 1-way street (approach A) 42 feet wide with parking on both sides intersects a 2-way street (approach B) 66 feet wide without parking. Conditions are assumed to be average. Determine whether the intersection capacity is adequate when the peak-hour volume in one direction on approach A is 900 v.p.h. and on approach B 1,280 v.p.h.

*Solution.* For approach A, enter chart 19 at upper left with $W_4=42$, proceed right to the curve for 1-way street with parking on both sides in the *CBD*, then down to an approach volume of 900 v.p.h. and to the right where a $G/C=0.41$ is intersected. For approach B, enter chart at extreme right with $W_1=66/2=33$, proceed left to the curve for 2-way street without parking in the *CBD*, then down to an approach volume of 1,280 v.p.h., and to the left where a $G/C=0.56$ is intersected. Find the intersection point on the y-y axis by drawing a straight line between the two $G/C$ values. Project horizontally to the left, intersecting the *MP* scale for over 1 million population, read $V/C_D=0.90$.

Because the result falls below the level of service C line (ratio 1.00), operation is superior to level of service C, that is, the demand volume is below design capacity. To find the required $G/C$ at design capacity for approach A and approach B, for the indicated city size, to handle the volume of 900 and 1,280 v.p.h., respectively, the $G/C$ values previously found should be divided by the adjustment factor shown in the chart along the top of the *MP* scales (see footnote under left part of chart). Thus, for approach A the required $G/C=0.41/1.20=0.34$, and for approach B the required $G/C=0.56/1.20=0.47$. If it is desired to adjust the $G/C$ values proportionally to achieve balanced operation, the required $G/C$ values should be divided by the $V/C_D$ ratio or $G/C=0.34/0.90=0.38$ for approach A and $G/C=0.47/0.90=0.52$ for approach B, that is, including 10 percent of the cycle for amber, the total $=0.38+0.52+0.10=1.00$.

***Problem 39***

In the *OBD* of a 750,000 population metropolitan area, a 2-way street (approach A) 86 feet wide with parking intersects a 1-way street (approach B), 47 feet wide with parking on one side. Conditions are assumed to be average. The *DHV* on approach A is 1,200 v.p.h. and on approach B it is 2,200 v.p.h. Determine the following:

(1) Level of service at which the intersection would operate.

(2) The extent to which traffic can be increased on approach A—keeping approach B constant—to produce possible capacity operation on the intersection as a whole.

(3) The extent to which traffic can be increased uniformly in solution (1) to produce possible capacity operation on the intersection as a whole, what would be the signal timing?

(4) The required width of approach B for operation at design capacity, if parking on approach B is removed and all other conditions remain the same, what would be the signal timing?

*Solution:* The solutions for the four parts of this problem are illustrated by the schematics in figure 27, which show the various ways in which charts 19 and 20 can be used.

Part 1.—To find the level of service, first the $V/C_D$ ratio must be found in chart 20. The procedure is demonstrated in figure 27(1). For approach A, course *a-b-c-d* is followed, producing on the left $G/C$ scale an intercept of 0.44, for approach B, course *e-f-g-h* is followed, producing on the right $G/C$ scale an intercept of 0.61, points *d* and *h* are connected by a straight line intersecting the y-y axis at point *i*, a horizontal projection from *i* to point *j* on the *MP* scale for 750,000 population yields the result $V/C_D=1.06$. Because this ratio is larger than 1.00, the demand volume exceeds design capacity or level C service volume. Demand volume, however, is well within possible capacity (level E) limitations, for which the $V/C_D$ ratio would be 1.25, the average *f* value for the two approaches determined in table C (chart 20). To find the specific level of service at which the intersection is operating, it is necessary to consult tables 3 and 4. The composite *f* values for the two approaches, representing various levels of service, are the averages for the 43-foot approach on a 2-way street with parking and for the 47-foot approach on a 1-way street with parking on one side. These are level A, 0.87, level B, 0.90, level C, 1.00, level D, 1.15, and level E, 1.25. The $V/C_D$ ratio of 1.06 found in chart 20 for this intersection falls between 1.00 and 1.15, the limiting values of levels C and D. The intersection, therefore, operates at level D during peak hours.

Part 2.—To find the extent to which traffic may be increased on approach A to correspond to possible capacity, the composite *f* value for approaches A and B of 1.25, as found in part 1, must be used in chart 20. The chart is entered by locating a point at 1.25 on the $V/C_D$ scale for $MP=750{,}000$. This is point *k* as shown in the schematic of figure 27(2). Proceed to the right horizontally from *k* to intercept point *l* on y-y axis. Enter chart at the upper right for approach B, following as before course *e-f-g-h*. From *h* project a straight line through *l* to point *m* at the intersection with the left $G/C$ scale. Proceed horizontally to the left from *m* to the intersection point *n* on the previously established course *a-b-c*, approach A. Read at intersection point *n* on approach A volume of 1,730 v.p.h.

Part 3.—To find the extent to which traffic may be increased on both approaches uniformly to obtain possible capacity operation, the chart is entered with $V/C_D=1.25$ as in part 2, establishing points *k* and *l*. As shown in the schematic of figure 27(3), draw line *pq* through point *l* parallel to line *dh*, set in the solution of part 1. Project a horizontal line to the left from point *p* to intersect point *r* on course *a-b-c* situated before, read a volume of 1,470 v.p.h. on approach A. Project a horizontal line to the right from point *q* to intersect point *s* on the previously set course *e-f-g*; read a volume of 2,500 v.p.h. on approach B. The $G/C$ values of 0.54 and 0.70 at points *p* and *q* pertain to *MP* base of 250,000 and to

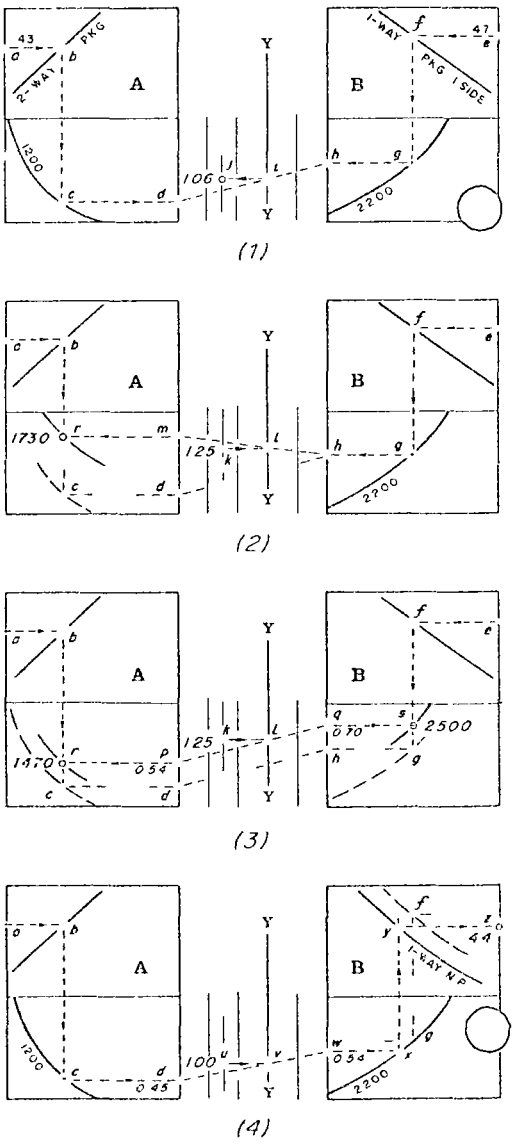
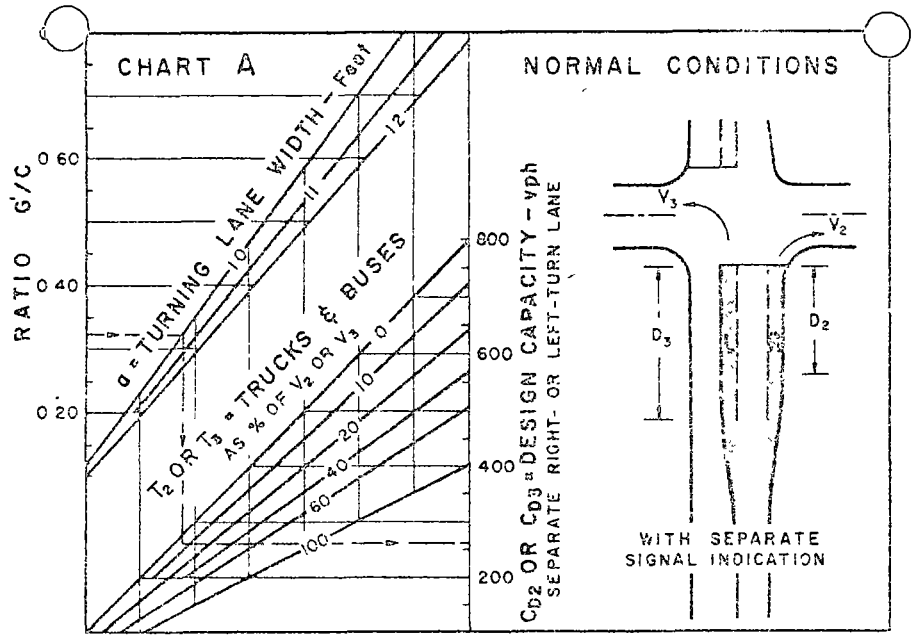
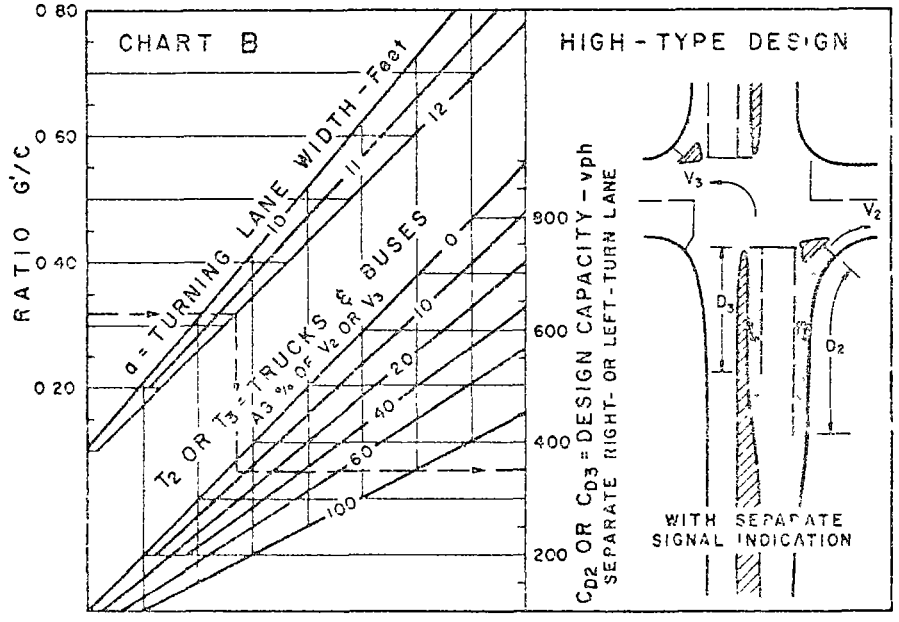
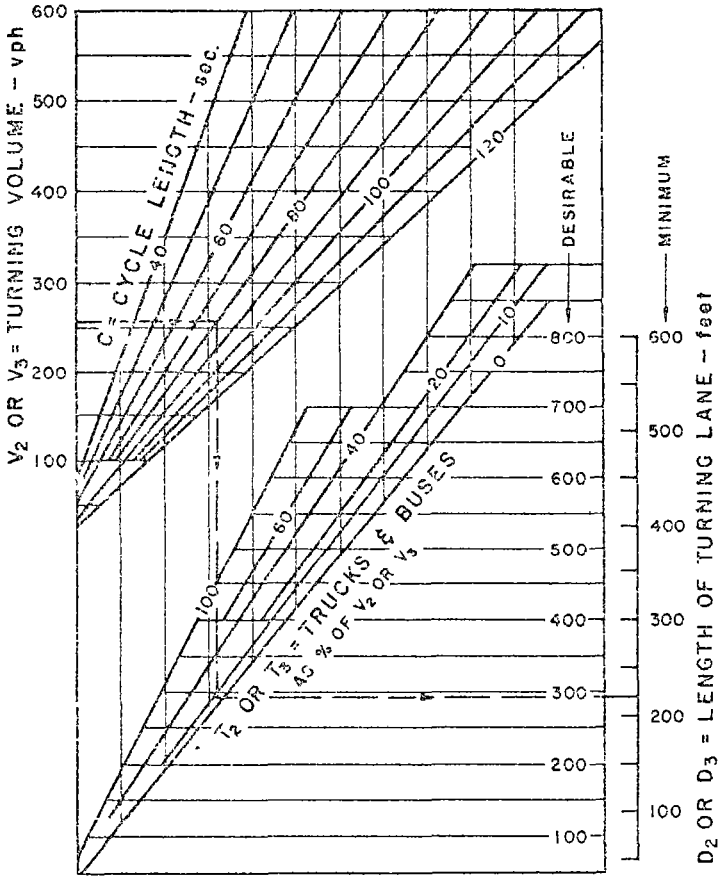



***Figure 27.—Chart solutions for problem 39.***




LENGTH OF RIGHT- OR LEFT-TURN LANE

CHART C

NOTE

- CHARTS A AND B APPLY TO BOTH TWO-WAY AND ONE-WAY STREETS.
- CHART B GENERALLY DOES NOT APPLY TO CBD
- IN RURAL AREAS (FOR SERVICE LEVEL B) MULTIPLY VALUES IN CHARTS A AND B BY 0.90
- TO DETERMINE POSSIBLE CAPACITY OF RIGHT- OR LEFT-TURN LANE, MULTIPLY CHART DESIGN CAPACITY BY 1.3

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

SEPARATE RIGHT- AND LEFT-TURN LANES

WITH SEPARATE SIGNAL INDICATION FOR TURNING MOVEMENTS

CHART 13

TURNING LANES

13

the volumes if handled at design capacity These values, however, can be used proportionately to establish the signal timing for possible capacity operation, as follows approach A, $G/C=0.54/(0.54+0.70)=0.39$, approach B, $G/C=0.70/(0.54+0.70)=0.51$ The sum of the $G/C$'s checks the requirement of 0.90 for 2-phase control, allowing for 0.10 for amber periods

Part 4—Here the required solution is for the width of approach B when the approach A width and the intersecting volumes are given. The procedure through the chart is continuously from left to right, using a design capacity setting on the y-y axis. The steps are diagramed in the schematic of figure 27(4) Enter chart at upper left with $W_A=43$ feet for a 2-way street with parking and approach volume of 1,200 v p h This is shown by course *a-b-c-d*, intercepting $G/C=0.45$ at *d*. Locate point *u* on a reading of 1.00 on the $V/C_D$ scale for $MP=750,000$, and project horizontally to the right to intersect point *v* on the y-y axis Draw line *dw* through point *v* intercepting a value of 0.54 on the right $G/C$ scale Proceed horizontally from *w* to *x*, turning on $V=2,200$ Continue vertically to 1-way, no parking curve and turn on point *y* Then proceed to the right and read $W_A=44$ feet at point *z* Actual signal timing is for approach A, $G/C=0.45/1.10=0.41$, and for approach B, $G/C=0.54/1.10=0.49$

### *Problem 40*

In the *CBD* of a metropolitan area having a population of 1 million, a 2-way, 40-foot street intersects a 2-way 56-foot street There is no parking on either street. The latter uses the center 12-foot lane for opposing left turns, while the remaining 22-foot approach accommodates through-plus-right movements. The critical approach, A, on the 40-foot street carries a traffic volume of 650 v p h The critical approach, B, on the 56-foot street accommodates 800 v p h of which 200 v.p h. use the exclusive left-turn lane on a separate signal indication Other conditions are assumed to be average Determine the adequacy of the intersection and signal timing.

*Solution* Although a heavy left-turning movement is to be accommodated, chart 19 can be used by assuming an additional average $G/C$ of 0.20 for the third signal phase For approach A enter chart on left with $W_A=20$ feet and, using 2-way, no parking curve and $V=650$, intercept an initial $G/C$ of 0.47 as shown by course *a-b-c-d* in figure 28(1) For approach B enter chart on right with $W_A=22$ and, using 2-way, no parking curve and $V=800$, intercept an initial $G/C$ of 0.51, course *e-f-g-h* Adjusted initial $G/C$ for approach B is $0.51+0.20=0.71$, as indicated by a vertical shift from *h* to *i* Connect the two $G/C$'s, 0.47 and 0.71, by a straight line *di*. From the intersection point, *j*, on the y-y axis, project a line horizontally to the left to intercept the $V/C_D$ scale for *MP* of 1 million population, at point *k* read $V/C_D=1.12$ In table 3, find *f* values for approaches A and B combined, as follows level C, 1.00, level D, 1.14, level E (possible capacity), 1.20. The intersection, therefore, can accommodate the indicated volumes at level of service D The required $G/C$'s for operation at level of service D are determined by adjusting the initial $G/C$ values for metropolitan size and for $V/C_D$ ratio, that is, the initial $G/C$ for each phase, in this case, is divided by 1.15 and by 1.12 For approach A, $G/C=0.47/(1.15\times1.12)=0.36$, for approach B, through-plus-right movement, $G/C=0.51/(1.15\times1.12)=0.39$, and for approach B, left-turning movement, $G/C=0.20/(1.15\times1.12)=0.15$ Allowing 10 percent of the cycle for amber, the sum $(0.36+0.39+0.15+0.10)$ totals 1.00

### *Problem 41*

A 66-foot, 2-way street intersects a 42-foot 1-way street in the residential section of a metropolitan area of 100,000 population There is no parking on either street Conditions are assumed to be average If 50 percent of the cycle is to be devoted to green on the 66-foot street and 40 percent of the cycle on the 42-foot street, what volumes can be accommodated on each facility at design capacity and at possible capacity?

*Solution* For approach A, enter chart 20 with $W_A=33$ and turning on the 2-way, no parking curve, project downward through the approach volume curves, as indicated by course *a-b-c* in the schematic of figure 28(2) For approach B, enter chart with $W_A=42$ and turning on the 1-way, no parking curve, project downward through the approach volume curves, as shown by course *e-f-g* Locate point *d* at a reading of 1.00 on the $V/C_D$ scale for *MP* of 100,000 population Project to the left horizontally intercepting the y-y axis at point *h* Through *h* draw line *kl* parallel to line *ij* (where line *ij* connects $G/C=0.50$ on the left scale and $G/C=0.40$ on the right scale, the signal split as per problem statement). From point *k* project horizontally to the intersection point *m* on line *bc* previously established, read $V=1,300$ v p h on approach A From point *l* project horizontally to the intersection point *n* on line *fg* previously established, read $V=1,500$ v p h on approach B Dividing the intercepted $G/C$ values of 0.45 at point *k* and 0.35 at point *l* by the *MP* adjustment factor of 0.90, yields the required $G/C$ values of 0.50 and 0.40 on approaches A and B The approach volumes which the intersection can handle at possible capacity are the volumes found above corresponding to design capacity multiplied by the *f* factor in table C of chart 20. Possible capacity approach A, $1,300\times1.22=1,600$ v p h, approach B, $1,500\times1.13=1,700$ v p h

### *Problem 42*

In the *CBD* of a metropolitan area of ½ million population, Main Avenue, a 2-way arterial, is to be improved from a 62-foot street with parking to a facility with two 34-foot traveled ways, without parking, and a 14-foot median including separate left-turn lanes The existing conditions as well as the proposed improvements of Main Avenue, together with a series of five intersections, are shown in the upper part of figure 29. The peak-hour traffic projected for the improvement is indicated at the critical approaches on the plan As part of the planning process and preliminary design of a street improvement program, determine first the adequacy of the intersections with Main Avenue improved and cross streets unaltered Then, as a second step, determine the improvements that are also required on the cross streets to provide operation at level of service C Type of operation and parking condition on each cross street is to be retained Generally, widening is to be kept to a minimum, however, approximate limits to which the streets may be widened curb-to-curb, if required, are 20th and 21st Streets, 44 feet, 22d and 24th Streets, 50 feet, and 23d Street, 68 feet To save space, the latter may be an odd number of lanes with the center lane at the intersection reserved for left turns

*Solution* The analysis, using chart 19, for the condition where Main Avenue is improved to two 34-foot traveled ways and a 14-foot median with left-turn lanes, while the cross streets remain unaltered, is shown in the left part of the tabulation in figure 29 Future traffic, representative of the p m peak, is applied to the plan Although average conditions are assumed in this type of analysis, adjustment in approach volumes should be made where turns take place on separate lanes In such instances, the deduction should be of the order of 10 percent of the approach volume or 100 v p h, whichever is smaller A deduction of 100 v p h has been applied generally, as shown in the tabulation, on Main Avenue approaches at 21st, 22d and 24th Streets and 23d Street, the left-turning movement in the northwest quadrant is sufficiently heavy to require a separate signal indication The left-

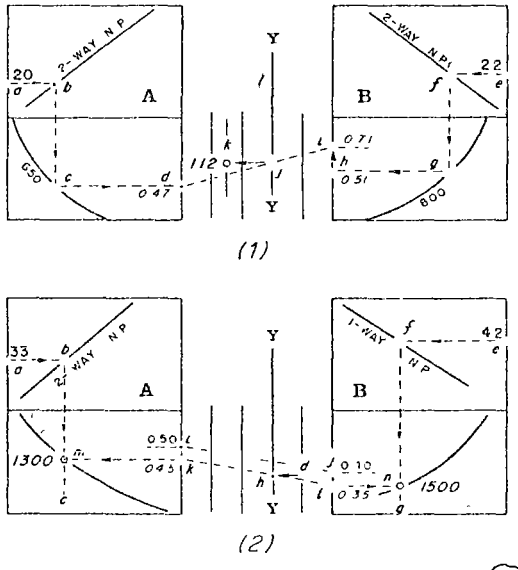



*Figure 28.—Chart solutions for problems 40 and 41.*

TABLE C — RATIO OF POSSIBLE CAPACITY TO DESIGN CAPACITY

| STREET TYPE | PARKING CONDITIONS | FACTOR f, when $W_A$ (in feet) is — | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| TWO WAY | No Parking | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.30 |
| | With Parking | – | – | 1.10 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.31 | 1.34 |
| ONE WAY | No Parking | – | – | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |
| | Parking One Side | – | – | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.23 | 1.30 |
| | Parking Both Sides | – | – | – | 1.25 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

EXAMPLE

Given

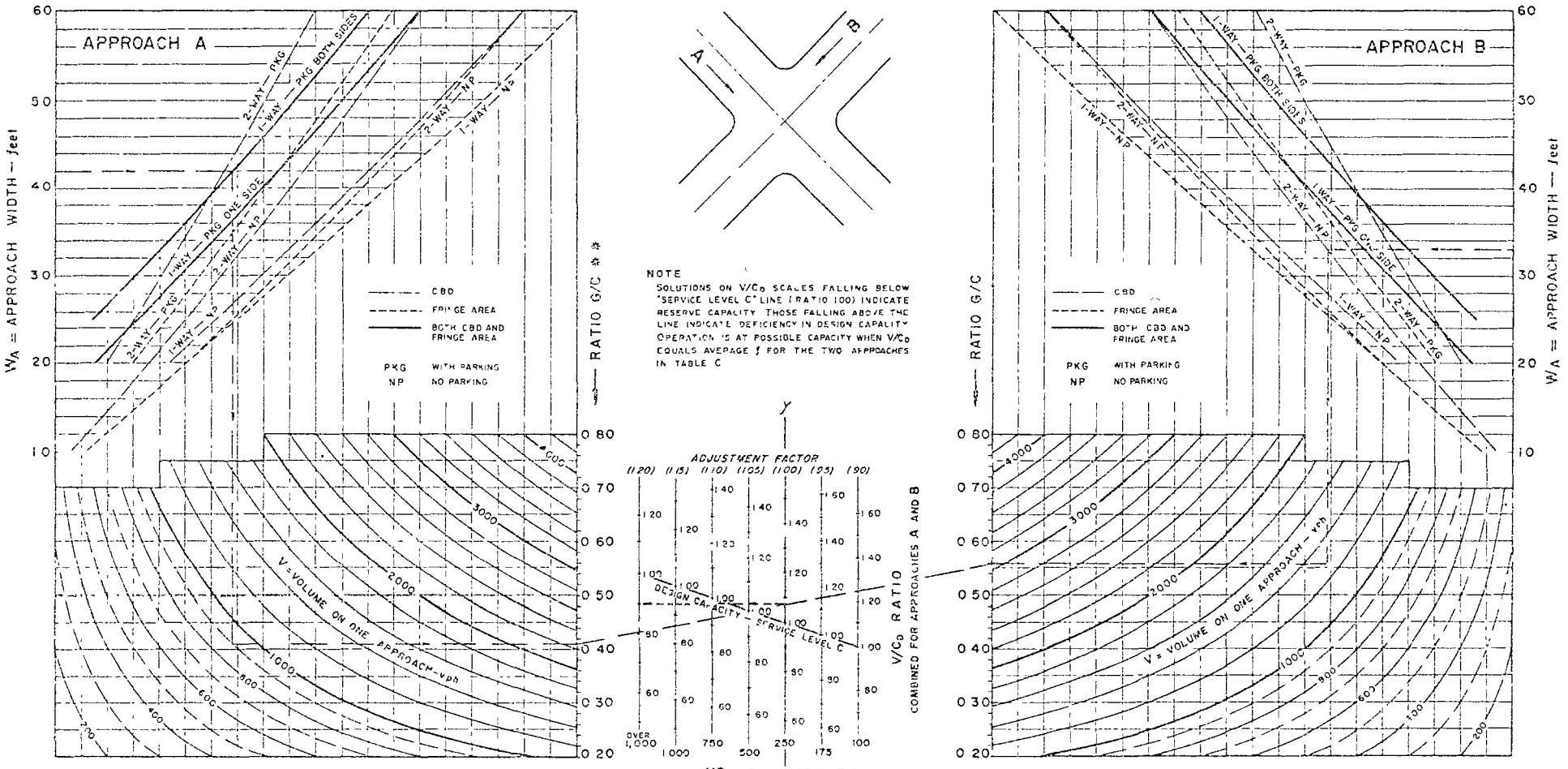
MP = 2,000,000, CBD

APPROACH A
One-way street
Parking both sides
$W_A$ = 42'
DHV = 900 vph

APPROACH B
Two-way street
No parking
$W_A$ = 33'
DHV = 1280 vph

Solution

$V/C_D$ = 0.90
Operation superior to service level C, i.e. demand volume below design capacity




NOTE
SOLUTIONS ON $V/C_D$ SCALES FALLING BELOW "SERVICE LEVEL C" LINE (RATIO 1.00) INDICATE RESERVE CAPACITY. THOSE FALLING ABOVE THE LINE INDICATE DEFICIENCY IN DESIGN CAPACITY. OPERATION IS AT POSSIBLE CAPACITY WHEN $V/C_D$ EQUALS AVERAGE f FOR THE TWO APPROACHES IN TABLE C

** PROPORTION OF GREEN TIME REQUIRED ON ONE APPROACH FOR OPERATION AT DESIGN CAPACITY. FOR MP = 250,000, FOR OTHER METRO SIZES, DIVIDE BY CORRESPONDING ADJUSTMENT FACTOR 0.90 TO 1.20

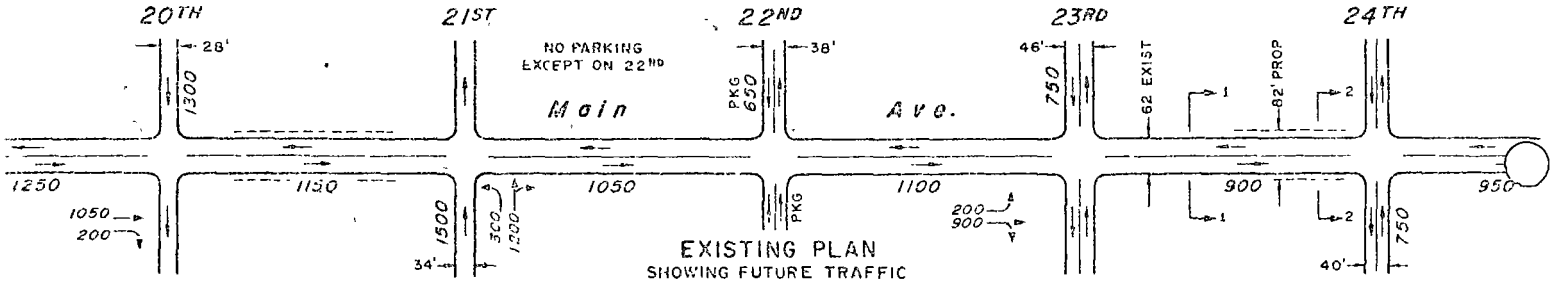
AVERAGE CONDITIONS — EACH APPROACH

| | | |
|---|---|---|
| TRUCKS & BUSES | 5% | NO BUS STOPS |
| RIGHT TURNS | 2% | AMBER, 10% OF CYCLE |
| LEFT TURNS | 10% | |

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

OVER-ALL INTERSECTION CAPACITY — AVERAGE URBAN CONDITIONS
C.B.D. AND FRINGE AREA

CHART 19




CAPACITY ANALYSIS FOR WIDENED MAIN AVENUE

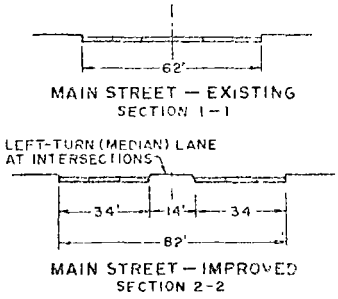
| CROSS STREETS — EXISTING | | | | | | | CROSS STREETS — IMPROVED | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CROSS STREET | | $W_A$ feet | DHV — vph ONE DIRECTION | | $V/C_D$ ** | $f$ | $W_A$ — APPROACH WIDTH — feet FOR LEVEL OF SERVICE C | |
| LOCATION | TYPE | | MAIN * | CROSS ST | | | REQUIRED | SELECTED |
| 20TH | 1-WAY, NP | 28 | 1250 | 1300 | 1.17 | 1.17 | 39 | 44 (44) |
| 21ST | 1-WAY, NP | 34 | 1050 | 1500 | 1.07 | 1.17 | 40 | 44 (44) |
| 22ND | 2-WAY, PKG | 19 | 950 | 650 | 1.14 | 1.16 | 25 | 25 (50) |
| 23RD | 2-WAY, NP | 23 | 900 ϕ | 750 † | 1.12 | 1.21 | 25 | 24 (60) ♀ |
| 24TH | 2-WAY, NP | 20 | 800 | 750 | 0.93 | 1.21 | 18 | 20 (40) |

* LEFT-TURN MOVEMENT ON SEPARATE LANE REMOVED 200 vph AT 23RD ST, 100 vph AT 21ST, 22ND AND 24TH STS
ϕ APPROACH REQUIRES THIRD PHASE (ASSUMED G/C = 0.20) FOR LEFT TURN
† 650 ON IMPROVED CROSS STREET, ALLOWING FOR 100 vph ON SEPARATE LEFT-TURN LANE
♀ 24+12+24, CENTER LANE FOR LEFT TURNS
** ANALYSIS BASED ON $W_A$ = 34' ON MAIN AVE WITH LEFT-TURN LANES

METRO POPULATION — 500,000
LOCATION — CBD

TRAFFIC SHOWN
DHV — PM PEAK

AVERAGE CONDITIONS ASSUMED EXCEPT FOR TURNING MOVEMENTS AT 20TH-21ST ST COUPLE, SW QUAD, AND AT 23RD ST, NW QUAD



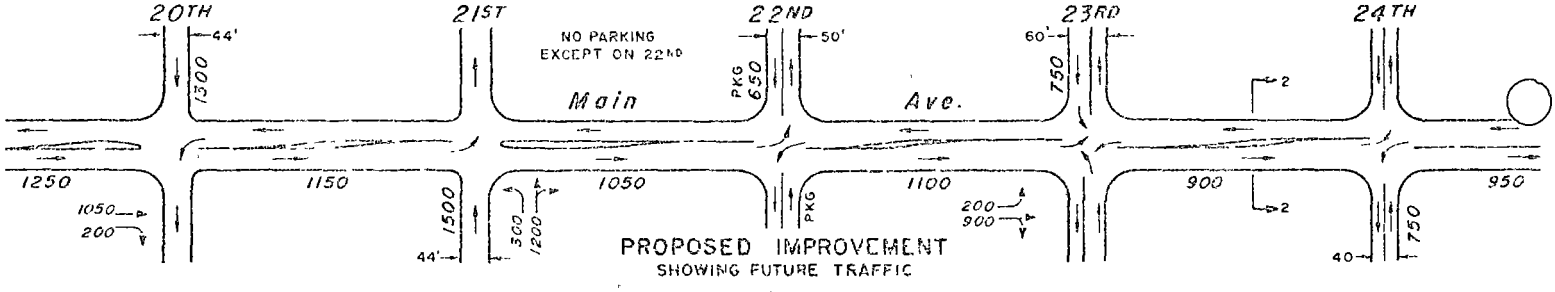




*Figure 29.—Problem 42 illustrated.*

turning volume of 200 v p h is deducted from the approach volume and an additional $G/C$ of 0.20 is assumed in the solution of chart 19

With the information listed in the first five columns of the tabulation in figure 29, the $V/C_D$ values were found readily in chart 19 and recorded in the sixth column In the seventh column, the possible capacity ratios, or $f$ factors, were obtained for the same intersections from table C in chart 19 All $V/C_D$ ratios exceed 1 00, indicating that design capacity would be surpassed, except at 24th Street Comparison of $V/C_D$ values with the $f$ factors clearly indicates the degree of overloading beyond level of service C Intersections at 20th and 22d Streets would operate at approximately the possible capacity, and intersections at 21st and 23d Streets would operate at an intermediate level between design and possible capacities The cross streets at these intersections require improvement along with Main Avenue to accommodate the future traffic. The intersection at 24th Street, on the other hand, shows a $V/C_D$ ratio of less than 1 00, indicating that no widening on the cross street is required

The proposed cross-street improvements are shown in the last two columns of the tabulation and in the lower plan of figure 29 The required widths of cross streets were taken directly from chart 19, using the indicated volumes, a 34-foot approach on Main Avenue, and a design capacity control The selected widths are rounded values predicated on lane widths of 11 feet or more, within the indicated limits of permissible maximum widening Twenty-fourth Street was left unaltered because of available capacity reserve.

TABLE C — RATIO OF POSSIBLE CAPACITY TO DESIGN CAPACITY

| STREET TYPE | PARKING CONDITIONS | FACTOR f, when $W_A$ (in feet) is — | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 |
| TWO WAY | No Parking | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.23 | 1.27 | 1.30 |
| | With Parking | – | – | 1.10 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.31 | 1.34 |
| ONE WAY | No Parking | – | – | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |
| | Parking One Side | – | – | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| | Parking Both Sides | – | – | – | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

EXAMPLE

Given

MP = 750,000, OBD

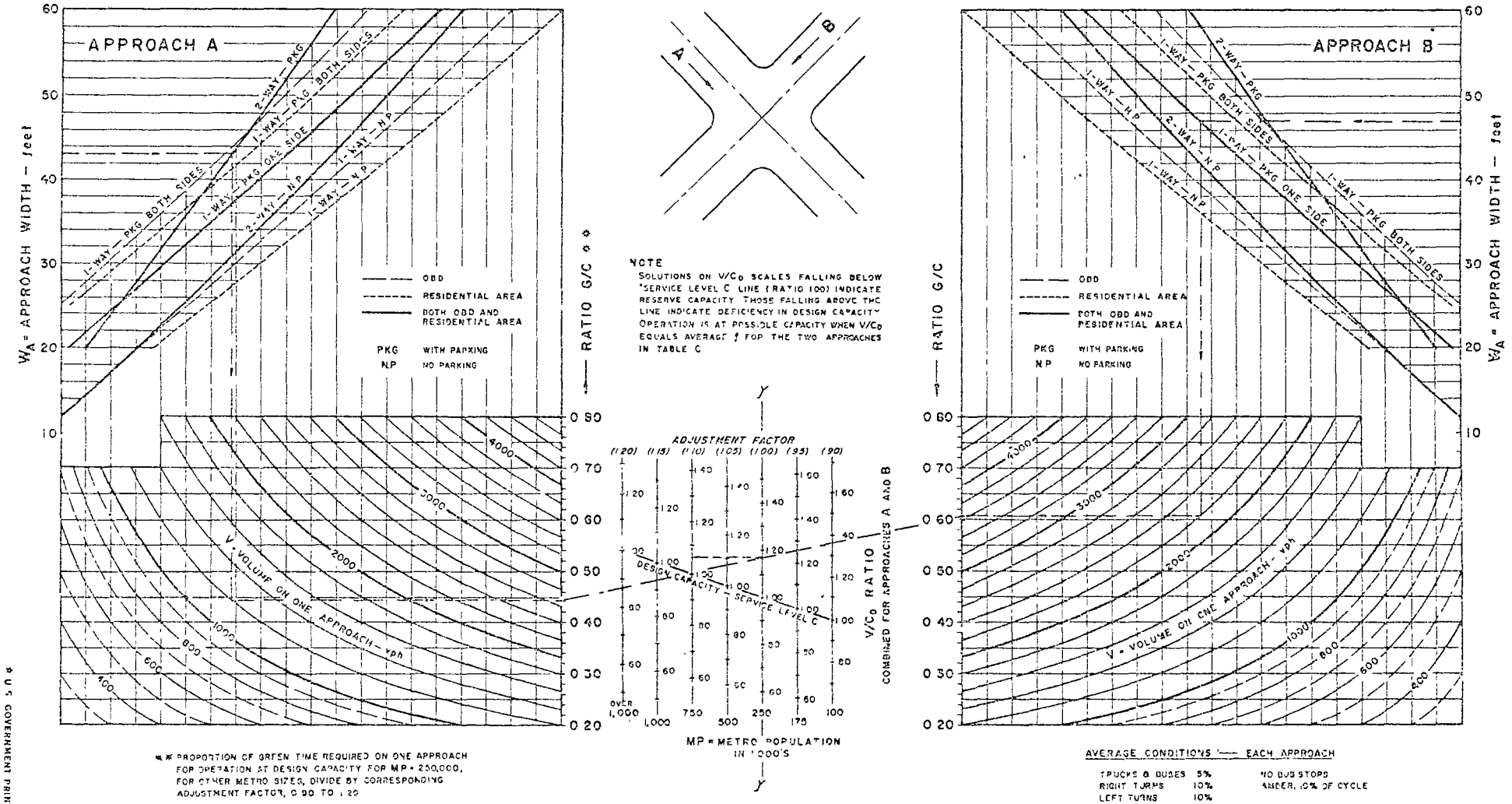
APPROACH A
Two-way
With parking
$W_A$ = 45'
DHV = 1200 vph

APPROACH B
One-way
Parking one side
$W_A$ = 47'
DHV = 2200 vph

Solution

$V/C_D$ = 1.06

Operation interior to service level C; i.e., demand volume exceeds design capacity, but well within possible capacity for which the ratio would be 1.25 (average f for the two approaches in Table C)




NOTE
SOLUTIONS ON $V/C_D$ SCALES FALLING BELOW "SERVICE LEVEL C" LINE (RATIO 1.00) INDICATE RESERVE CAPACITY. THOSE FALLING ABOVE THE LINE INDICATE DEFICIENCY IN DESIGN CAPACITY. OPERATION IS AT POSSIBLE CAPACITY WHEN $V/C_D$ EQUALS AVERAGE f FOR THE TWO APPROACHES IN TABLE C

** PROPORTION OF GREEN TIME REQUIRED ON ONE APPROACH FOR OPERATION AT DESIGN CAPACITY FOR MP = 250,000. FOR OTHER METRO SIZES, DIVIDE BY CORRESPONDING ADJUSTMENT FACTOR, 0.90 TO 1.20

AVERAGE CONDITIONS — EACH APPROACH

| | | |
|---|---|---|
| TRUCKS & BUSES | 5% | NO BUS STOPS |
| RIGHT TURNS | 10% | AMBER, 10% OF CYCLE |
| LEFT TURNS | 10% | |

DESIGN CAPACITY OF SIGNALIZED INTERSECTIONS

OVER-ALL INTERSECTION CAPACITY — AVERAGE URBAN CONDITIONS
O.B.D. AND RESIDENTIAL AREA

CHART 20

☆ U.S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE 1966 O—204-914

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

# CAPACIDAD VIAL

## PLANTEO Y SOLUCION DE PROBLEMAS DE INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS

PROBLEMAS ADAPTADOS AL ESPAÑOL DE
LOS CURSOS SOBRE CAPACIDAD VIAL,
DE LA UNIVERSIDAD DE NORTHWESTERN,
EVANSTON, ILLINOIS, E.U.A.

ING. LUIS DOMINGUEZ POMMERENCKE.

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

## PROBLEMA 1

DATOS:

Una intersección con semáforos en una calle residencial de dos sentidos está localizada en una ciudad de 75,000 habitantes. Se considera 0.85 como un factor de hora de máxima demanda apropiado. Se tienen las siguientes características para el acceso analizado.

- Ancho de la calle = 18.30 m
- Sin estacionamiento
- Camiones = 10%
- Vueltas-derecha = 25%
- Vueltas-izquierda = 12%
- Parada de autobuses en el lado cercano con 5 autobuses/hora
- Intervalo de verde = 31 segundos (de un ciclo de 65 segundos)

ENCUENTRE:

Los Volúmenes de Servicio para el Nivel de Servicio C y el Nivel de Servicio E.

## PROBLEMA 2

DATOS:

Intersección con semáforo localizada en una área residencial de una ciudad de 375,000 habitantes. Se permite el estacionamiento en la calle, la cual es de dos sentidos. Se tienen los siguientes datos:

FHMD = 0.75

Ancho de la calle = 17.00 m

Camiones = 23%

Vueltas-derecha = 4%

Vueltas-izquierda = 9%

Parada de autobús en el lado cercano con 40 autobuses/hora

Intervalo de verde = 42 segundos (de un ciclo de 70 segundos)

ENCUENTRE:

Los Volúmenes al Nivel de Servicio C y al Nivel de Servicio E.

## PROBLEMA 3

DATOS:

Intersección con semáforos en el centro comercial de una ciudad de 90,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.80. El semáforo de dos fases opera con ciclo de 60 segundos y 3 segundos de intervalos de despeje (tiempos de ámbar). No hay parada de autobús.

| Calle | Acceso | V + A | Volumen | | | Estacionamiento | Ancho total de la rama | T% |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | VD | T | VI | | | |
| 1a. | Norte | 21 | 33 | 455 | NVI | No | 11.60 m | 12 |
| | Sur | 21 | 43 | 322 | NVI | No | 11.60 m | 12 |
| Wash. | Oriente | 39 | 17 | 490 | NVI | Si | 17.00 m | 16 |
| | Poniente | 39 | 89 | 501 | NVI | Si | 17.00 m | 16 |

ENCUENTRE:

1) Los Volúmenes de Servicio para los accesos críticos a Niveles de Servicio C y E.

2) Determine el intervalo de verde para la calle 1a. si el volumen de tránsito debe alojarse al Nivel de Servicio C.

## PROBLEMA 4

DATOS:

Semáforo de dos fases, 65 segundos de ciclo, con 3 segundos de intervalos de despeje, controlando una intersección localizada en la zona circundante al centro de una ciudad de 250,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de -- 0.85. La calle secundaria de este crucero requiere 29 segundos de tiempo de -- verde. Los estudios de la calle principal revelan lo siguiente:

| | |
|---|---|
| Volumen en la hora máxima | = 650 vehículos |
| Vueltas-derecha | = 15% |
| Vueltas-izquierda | = 10% |
| Camiones | = 15% |
| Autobuses locales | = 30/hora (parada en el lado lejano) |
| Sin estacionamiento | |

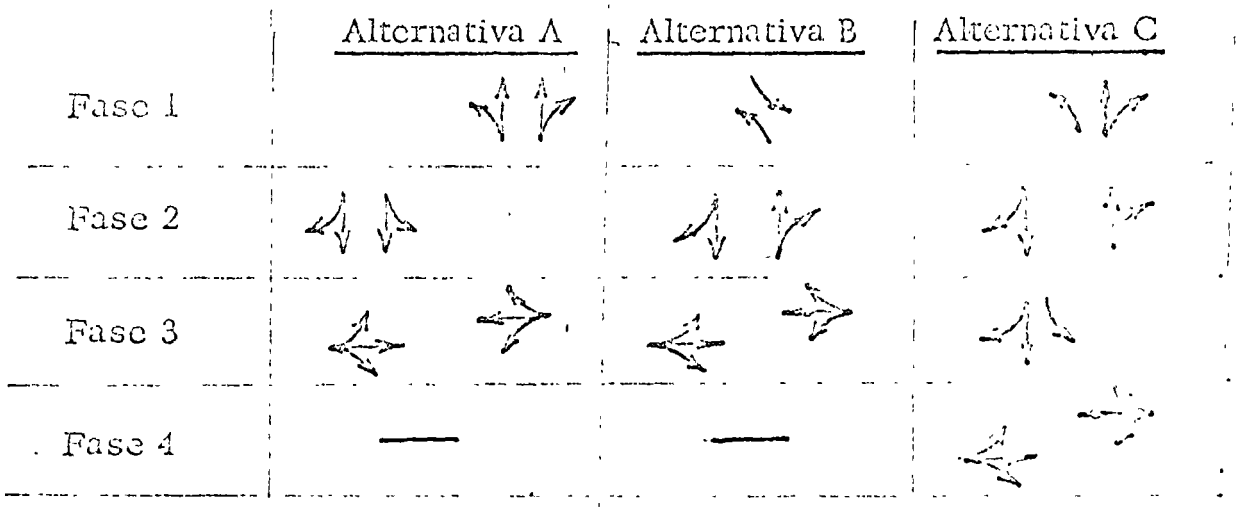
ENCUENTRE:

El ancho de la calle principal necesario para operar a Nivel de Servicio C (Capacidad de Diseño).

## PROBLEMA 5

DATOS:

En una intersección semaforizada con movimientos fuertes de vuelta, se han considerado tres disposiciones alternas de fases (estructuras)




Area: Residencial dentro de una ciudad de 500,000 habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.90.

Estacionamiento: Prohibido en todos los accesos.

Anchura del Acceso: 9.75 m en todos los accesos (incluyendo carriles para vuelta, de 3.35 m, donde se requiera).

Camiones: 15% en ambas calles (sin autobuses).

Volúmenes Horarios Máximos:

| | Sur | Nte | Pte | Ote |
|---|---|---|---|---|
| De frente | 750 | 700 | 300 | 350 |
| Izquierda | 200 | 180 | 60 | 70 |
| Derecha | 100 | 50 | 80 | 90 |
| | 1050 | 930 | 440 | 510 |

ENCUENTRE:

Por medio de un análisis de capacidad determine cual disposición de fases es teóricamente la más eficiente.

## PROBLEMA 6

### DATOS:

La calle Broadway va a ser ampliada a la altura de la Av. Maple; ambas calles van a operar a la capacidad de diseño. Los volúmenes horarios máximos en Maple y los que se anticipan en Broadway se muestran en la Figura 1 junto con las anchuras del pavimento. El estacionamiento está prohibido en ambos lados de Maple pero permitido en Broadway. Veinte autobuses por hora hacen parada en el lado cercano en las dos direcciones de ambas calles. Los camiones constituyen el 12% y el 23% del tránsito total en Broadway y Maple respectivamente. Los semáforos en la intersección están coordinados en un sistema con ciclo de 70 seg. Se han previsto intervalos de ámbar de cuatro segundos. Esta intersección está localizada en una área residencial de una ciudad de 1,000,000 de habitantes con un factor de hora de máxima demanda de 0.90.

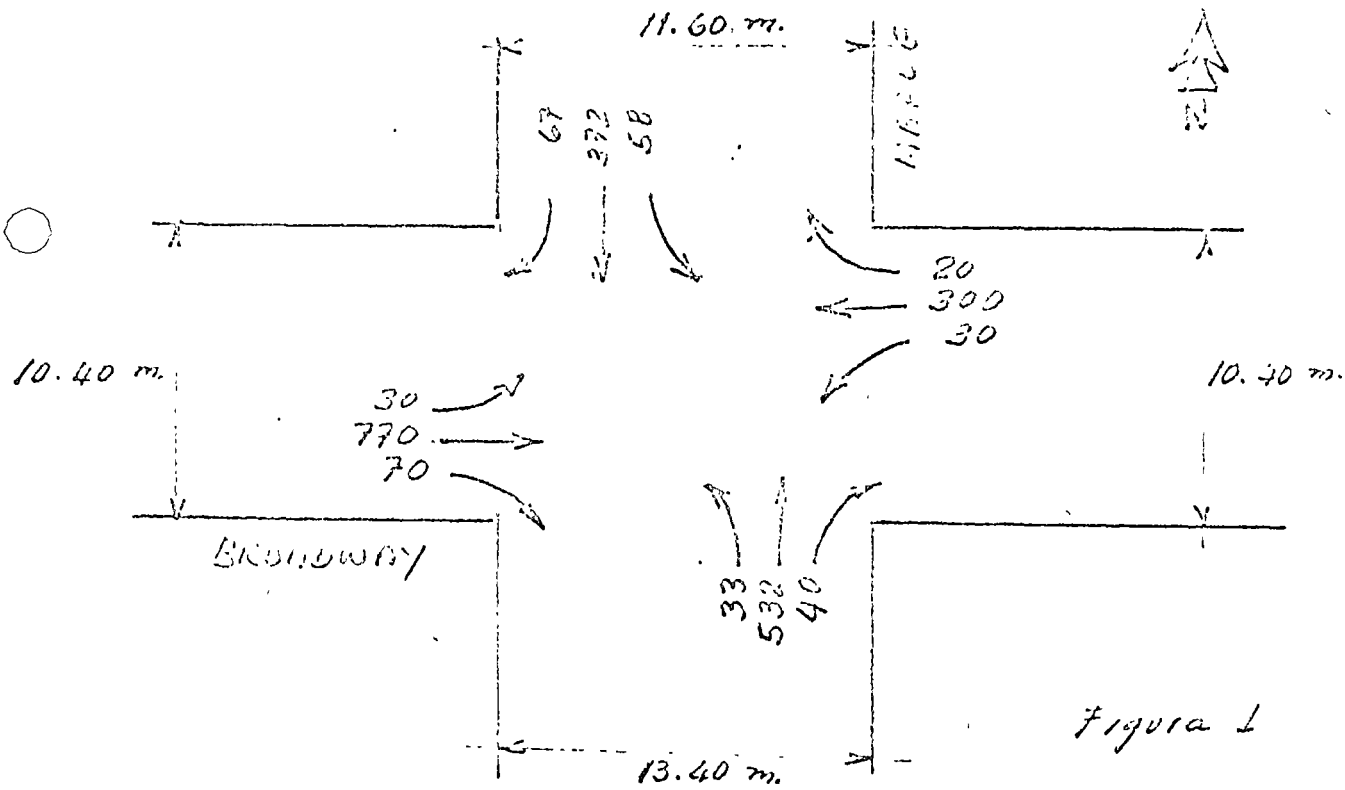



Figura 1

### ENCUENTRE:

1) La nueva anchura para la calle Broadway.
2) El Volumen de Servicio para la calle Broadway ampliada, a Niveles de Servicio C y E.

## PROBLEMA 7

DATOS:

La siguiente información tabulada de la 1a. Avenida y la calle Principal, localizadas en el área circundante al centro comercial de una ciudad con población de 1,000,000 de habitantes, fué recopilada por el Departamento de Tránsito.

| | 1a. Avenida | Calle Principal |
|---|---|---|
| Ancho del Pavimento | 11.00 m | 15.25 m |
| Estacionamiento a 75 m del crucero | No | Paralelo |
| Factor de hora de máxima demanda | 0.75 | 0.75 |
| % vueltas-izquierda | 2 | 20 |
| % vueltas-derecha | 10 | 10 |
| % camiones y autobuses | 10 | 10 |
| Autobuses locales | 20/hora - cercano | 20/hora - alejado |
| Intervalos de verde | 40 seg. | 14 seg. |
| Longitud de ciclo | 60 seg. | 60 seg. |

ENCUENTRE:

1) Volumen de Servicio de la 1a. Avenida a Nivel de Servicio C

2) Volumen de Servicio de la calle principal a Nivel de Servicio E.

## PROBLEMA 8

### DATOS:

En una ciudad de (750,000) el Departamento de Obras Públicas ha programado la ampliación de la calle Tercera, a la altura de Georgia. Georgia y la Tercera son ahora calles de doble sentido de 11.00 y 10.40 m. respectivamente, con estacionamiento prohibido, aún cuando se permitirá a lo largo de la Calle Tercera después de ampliada. 25 autobuses por hora hacen parada en el lado cercano de ambas calles; los camiones constituyen 21% y 13% del tránsito total en Georgia y la Tercera, respectivamente. Los semáforos en la intersección deben coordinarse con los adyacentes operando con un ciclo de 70 segundos (con períodos de ámbar de 3.5 seg. para cada fase). El área es residencial. El factor de hora de máxima demanda es 0.80 siendo los volúmenes de tránsito los siguientes:

| | Georgia | | Tercera | |
|---|---|---|---|---|
| | N | S | O | P |
| Total acceso | 618 | 493 | 800 | 550 |
| % vueltas derecha | 16% | 8% | 17% | 10% |
| % vueltas izquierda | 6% | 9% | 8% | 8% |

### ENCUENTRE:

1) La anchura propuesta para el Nivel de Servicio C
2) Porciento de tiempo del semáforo asignado a Georgia después de la ampliación.

## PROBLEMA 9

DATOS:

La Quinta Avenida que es de un sentido con 11.00 m. de ancho y aloja 1300 vehículos de Norte a Sur en la hora máxima, cruza la Calle Charles que es una vía de doble sentido la cual será ampliada y semaforizada.

Suponga para ambas calles:

Area Residencial de una ciudad con 250,000 habitantes
Factor de hora de máxima demanda - 0.85
10% vehículos pesados
10% vueltas-derecha
10% vueltas-izquierda
Sin autobuses
Sin estacionamiento durante las horas máximas
La intersección operará a la capacidad de diseño (Nivel C)
60 segundos de ciclo con 3 segundos de ámbar.

ENCUENTRE:

1) La anchura de la Calle Charles si ésta va a alojar un volumen horario de proyecto de 950 vehículos.

2) ¿Cuál es el Volumen de Servicio a Nivel de Servicio E? (Accesos de ambas calles)

# PROBLEMA 10

## DATOS:

En la actualidad existen congestionamientos graves en la Calle Halsted y Avenida Chicago, una intersección son semáforos a varios kilómetros del centro comercial, con un factor de hora de máxima demanda de 0.85. Las anchuras de pavimento son de 11.60 m para Halsted y 14.00 para la Av. Chicago. Los autobuses (40/hora/dirección) operan en la Av. Chicago únicamente haciendo paradas en el lado cercano. El estacionamiento está prohibido en la calle Halsted. Todas las vueltas a la izquierda están prohibidas. Los volúmenes de la hora máxima de la tarde que es la crítica se indican abajo. Los vehículos comerciales son 30% en Halsted y 20% en Chicago. Suponga un ciclo de 60 segundos y período de ámbar de 3 segundos:

| | Halsted | | Chicago | |
|---|---|---|---|---|
| | N | S | O | P |
| De frente | 515 | 322 | 490 | 671 |
| Derecha | 33 | 43 | 17 | 291 |

## ENCUENTRE:

1) El reparto óptimo del semáforo
2) La eficiencia de la intersección al Nivel de Servicio E.

## PROBLEMA 11

DATOS:

La Avenida Linwood es una ruta oriente-poniente a través de la ciudad, localizada en una área residencial de una ciudad de 100,000 habitantes. La ruta tiene -- una anchura de calzada de 16.80 m.

Existen las siguientes condiciones durante la hora máxima de la tarde en la intersección de la Avenida Linwood y la Calle Ocho.

1) Distribución Direccional Balanceada del Tránsito.

2) Volúmenes Direccionales de

VI = 150

FRENTE = 600

VD = 150

3) 10 porciento de camiones, sin autobuses locales.

4) La Calle Ocho requiere un tiempo mínimo de verde de 30% del ciclo.

Debido al congestionamiento existente a lo largo de esta ruta durante los períodos de máxima demanda, el ingeniero de tránsito planea las siguientes mejoras en -- la Avenida Linwood.

1) Sistema de semáforos interconectado usando 70 segundos de ciclo (suponga -- 3.5 segundos como períodos de despeje y FHMD de 0.95)'

2) Prohibición del estacionamiento durante las horas máximas.

3) Nuevo trazo de la calzada para proporcionar 2 carriles de 3.40 m. para el - tránsito de frente y a la derecha y carriles exclusivos de vuelta izquierda -- (3.40 m) en los cruceros semaforizados.

4) Operación con dos o tres fases dependiendo de los requerimientos de vueltas.

ENCUENTRE:

1) La longitud del intervalo de verde requerido en la Avenida Linwood para manejar la demanda de tránsito sin exceder la capacidad de diseño (Nivel C).

   (a) ¿Pueden alojarse las vueltas a la izquierda con una operación de 2 fases o se requiere una indicación de vuelta izquierda en el semáforo?
   (b) ¿Hay suficiente tiempo de verde para la Calle Ocho?

## PROBLEMA 12

### DATOS:

La calle Elm es una ruta distribuidora norte-sur con un flujo de tránsito desbalanceado, localizada en la zona circundante de una ciudad de 375,000 habitantes. El factor de hora de máxima demanda es 0.80. El acceso norte tiene 10.00 m (incluyendo un carril exclusivo de 3.40 m para vuelta izquierda) y el acceso sur tiene 6.70 m. No se permite el estacionamiento en los accesos. La calle transversal requiere 33 porciento del ciclo para tiempo de verde y todos los períodos de despeje representan 5 porciento del ciclo. Los camiones son 10% de todos los movimientos y no hay autobuses locales. Los volúmenes de tránsito son los siguientes:

| | VI | FRENTE | VD |
|---|---|---|---|
| Sur | 240 | 600 | 250 |
| Norte | 10 | 350 | 50 |

### ENCUENTRE:

Evalue esquemas alternativos de fases y tiempos, y recomiende el mejor plan.

## SOLUCION, PROBLEMA 1

### Solución Matemática

Use las Figuras 6.57, 6.59 y las tablas 6-V, 6-W y 6-X del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

Factores que afectan ambos volúmenes de servicio:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 9.15 m |
| UC | = | 1.25 |
| PAM - FHMD | = | 0.92 |
| T | = | 0.95 |
| VD | = | 0.99 |
| VI | = | 0.98 |
| B | = | 0.98 |
| G/C | = | 0.48 |
| Combinado | = | 0.50 |

Nivel de Servicio C = 0.3 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2100 vphlv

Volumen de Servicio real =
1050 vph

Nivel de Servicio E = 1.0 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2700 vphlv

Volumen de Servicio real =
1350 vph

### Solución Gráfica

Use el Nomograma 4

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 9.15 m |
| T | = | 10% |
| VD | = | 25% |
| VI | = | 12% |
| PAM - FHMD | = | 0.92 |
| G/C | = | 0.48 |

Volumen de Servicio del nomograma = 1100 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.98 |
| N.S. | = | 1.00 |

Nivel de Servicio Real =
1075 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.98 |
| N.S. | = | 1.28 |

Volumen de Servicio Real =
1375 vph

## SOLUCION, PROBLEMA 1

### Solución Matemática

Use las Figuras 6.57, 6.59 y las tablas 6-V, 6-W y 6-X del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

Factores que afectan ambos volúmenes de servicio:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 9.15 m |
| UC | = | 1.25 |
| PAM - FHMD | = | 0.92 |
| T | = | 0.95 |
| VD | = | 0.99 |
| VI | = | 0.98 |
| B | = | 0.98 |
| G/C | = | 0.48 |
| Combinado | = | 0.50 |

Nivel de Servicio C = 0.3 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2100 vphlv

Volumen de Servicio real =
1050 vph

Nivel de Servicio E = 1.0 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.57
2700 vphlv

Volumen de Servicio real =
1350 vph

### Solución Gráfica

Use el Nomograma 4

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 9.15 m |
| T | = | 10% |
| VD | = | 25% |
| VI | = | 12% |
| PAM - FHMD | = | 0.92 |
| G/C | = | 0.48 |

Volumen de Servicio del nomograma = 1100 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.98 |
| N.S. | = | 1.00 |

Nivel de Servicio Real =
1075 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.98 |
| N.S. | = | 1.28 |

Volumen de Servicio Real =
1375 vph

## SOLUCION, PROBLEMA 2

### Solución Matemática

Use las Figuras 6-58, 6-60 y las Tablas 6-V, 6-W y 6-X del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Factores que afectan a ambos volúmenes de servicio: | W | = | 8.50 m. |
| | UC | = | 1.25 |
| | PAM - FHMD | = | 0.93 |
| | T | = | 0.82 |
| | VD | = | 1.03 |
| | VI | = | 1.01 |
| | B | = | 1.00 |
| | G/C | = | 0.60 |
| | Combinado | = | 0.59 |

Nivel de Servicio C = 0.3 FC
Nivel de Servicio de la Fig. 6.58
= 1400 vphlv

Volumen de Servicio real
= 825 vph

Nivel de Servicio E = 1.0 FC
Volumen de Servicio de la Fig. 6.58
= 1750 vphlv

Volumen de Servicio real
= 1030 vph

### Solución Gráfica

Use el nomograma 6

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | W | = | 8.50 m. |
| | T | = | 23% |
| | VD | = | 4% |
| | VI | = | 9% |
| | PAM - FHMD | = | 0.93 |
| | G/C | = | 0.60 |

Volumen de Servicio del nomograma = 850 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio real
= 850 vph

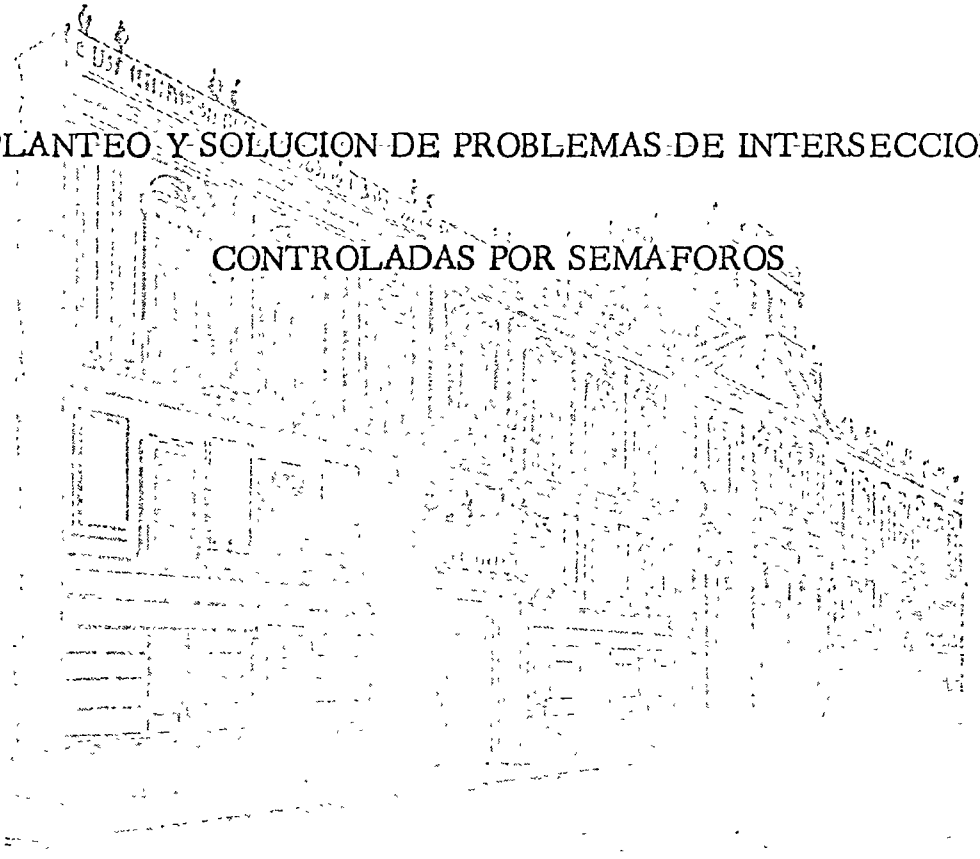
Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.22 |

Volumen de Servicio real
= 1035 vph

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

ANALISIS DE CAPACIDAD VIAL



# PLANTEO Y SOLUCION DE PROBLEMAS DE INTERSECCIONES CONTROLADAS POR SEMAFOROS

TRADUCIDO AL ESPAÑOL DE PUBLIC ROADS,
("CAPACITY ANALYSIS TECHNIQUES FOR DESIGN
OF SIGNALIZED INTERSECTIONS"),
U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, Agosto 1967.

ING. LUIS DOMINGUEZ POMMERENCKE.

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

Problema 1.

¿Cuál es la capacidad de diseño (volumen de servicio al nivel "C") de una calle de doble sentido, 20.00 m de ancho entre guarniciones, con estacionamiento prohibido, ubicada en la zona circundante al centro de una ciudad de 400,000 habitantes? Las intersecciones principales están semaforizadas. Se desconocen los datos específicos sobre vehículos pesados, movimientos de vuelta, etc. Se suponen sin embargo, condiciones promedio. La mitad del tiempo durante la hora es de luz verde en esta calle.

Solución: Usando $W_A = 20/2 = 10$ m y $G/C = 0.50$ y siguiendo las flechas indicadas en el nomograma 1, se encuentra que el V. de S. al nivel C $VS_C$=1500 vph en un sentido. Si se permitiera el estacionamiento $VS_C$= 1,070 vph.

Problema 2.

Una calle principal con separador central y dos arroyos de circulación de 6.40 m, sin estacionamiento, en una zona residencial de una población de 100,000 habitantes, se van a instalar semáforos en una calle transversal. Se suponen condiciones promedio. Si la calle transversal requiere un G/C de 0.35 ¿cuál es el V. de S. al nivel C de la calle principal? Si el volumen horario de proyecto (VHP) es de 1350 vph ¿que anchura de accesos se necesitan en cada sentido, sin exceder el V. de S. al nivel C suponiendo una anchura de carril no menor de 3.30 m.

Solución: Normalmente los períodos de ámbar, para propósitos de análisis de capacidad se suponen de 10% del ciclo. Por consiguiente el G/C disponible para los accesos de la calle principal es 1.00 - 0.35 - 0.10 = 0.55. Utilizando el nomograma 1 con $W_A$ = 6.40 m, área residencial sin estacionamiento, G/C = 0.55 y P.A.M. = 100,000 se encuentra un valor de $VS_C$=910.

Para manejar un volumen de 1350 vph la anchura requerida en el acceso se encuentra procediendo a la inversa en el nomograma. Con PAM = 100,000, $VS_C$=1350, G/C= 0.55 y una área residencial sin estacionamiento, $W_A$ = 9.50 m. Usando carriles de 3.30 m, la anchura requerida en el acceso será de 9.90 m.

Problema 3.

En el centro comercial de una ciudad de 250,000 habitantes, una calle en doble sentido de 17.70 m, con estacionamiento, se intersecta con una calle de doble sentido de 13.40 m sin estacionamiento. Esta última tiene que acomodar un volumen de 620 vph en la hora máxima, en un sentido. Si se supone que las condiciones son promedio y se usa un ciclo de 60 seg. 6 de los cuales son de ámbar, ¿cuál deberá ser el intervalo de verde en la calle de 17.70 m para operar al nivel de servicio C?

¿Cuál será el intervalo de verde resultante y el V. de S. al nivel C de un acceso de la calle de 13.40 m? ¿cuál será la capacidad(nivel E)de este acceso?.

Solución: Entre al nomograma 1 del lado izquierdo con $W_A$ = 17.70/2 = 8.85 m, proceda a la derecha a la curva de Z.C.C. con EST., baje ahora una vertical hasta

que intersecte a la horizontal trazada desde 620 vph; G/C = 0.43. G en la calle de 17.70 m = 60 x 0.43 = 26 seg. G en la calle de 13.40 m = 60 - 26 - 6 = 28 seg. y G/C = 28/60 = 0.47.

Para el V. de S. al Nivel C de la calle de 13.40 m usando $W_A$ = 13.40/2 = 6.70 ZPC, sin estacionamiento y G/C = 0.47 en el nomograma 1 $VS_C$=730 vph en un sentido.

Para la capacidad (nivel E) de la calle de 13.40 m, usando f = 1.2 de la tabla 2 para un acceso de 6.70 m sin estacionamiento $VS_E$=730 x 1.20 = 880 vph en un sentido.

Problema 4

Determine el V. de S. al Nivel C de un acceso en una calle de 15.20 m con doble sentido, sin estacionamiento, localizado en la Z.C.C. con un P.A.M. de ------- 500,000. Otras condiciones en el crucero son: T = 8%, VD = 25%, VI = 10%, G = 36 seg., C = 60 seg. y sin parada de autobús.

Solución: Entre al nomograma 3 con $W_A$ = 7.60 m y siga las flechas de acuerdo -- con las condiciones y encuentre $VS_C$=1,040 vph.

Problema 5

Determine el V. de S. al nivel C y la capacidad (nivel E) en el acceso de una calle de 19.50 m, de doble sentido, sin estacionamiento, donde el ciclo es de 60 seg. y el intervalo de verde de 27 seg.

La intersección se localiza en la Z.C.C. de una población de 250,000 habitantes. Existen estas otras condiciones T = 12%, VD = 15% VI = 7% y parada de autobus en el lado cercano sirviendo 46 autobuses por hora.

Solución: Entre al nomograma 3, a la izquierda, con $W_A$ = 9.75 m y usando T = 12%, VD = 15%, VI = 7%, PAM = 250,000 y G/C = 27/60 = 0.45, encuentre $VS_C$=930. Usando el nomograma 16 sin estacionamiento en el lado cercano B = 46 y $W_A$ = 9.75 (vea la flecha en el nomograma) encuentre el factor de ajuste, $F_B$ = 0.81. El V. de S. al nivel C $VS_C$=930 x 0.81 = 750 vph en un sentido. De la tabla A en el nomograma 3, para capacidad (nivel E) y $W_A$ = 9.75 m, f = 1.22. Capacidad (nivel E) = 750 x 1.22 = 920 vph en un sentido.

Problema 6

Se planea que una calle de doble sentido, sin estacionamiento, cruce una calle existente. La calle está localizada en la Z.C.C. de una población con 250,000 habitantes y un factor de hora de máxima demanda (FHMD) de 0.80. De acuerdo al volumen de tránsito, a la calle secundaria existente debe asignársele, del ciclo, 33% de verde. Determine la anchura necesaria de la nueva calle si el V.H.P. en -

un sentido es de 1200 vph y las condiciones imperantes son: T = 14%, VD = 12%, VI = 5%, sin parada de autobús, y C = 70 seg. con una previsión de 6 segundos de ámbar por ciclo.

Solución: El tiempo disponible para los períodos de ámbar y para el verde en la nueva calle es 1.00 - 0.33 = 0.67. Por consiguiente (G + ámbar) ÷ C = 0.67, o (G + 6) ÷ 70 = 0.67; G = 0.67 x 70 - 6 = 41 seg. y G/C = 0.59.

Entre al nomograma 3, en la parte inferior, con el volumen horario máximo de 1,200 vph en un sentido, y proceda a través de la gráfica girando en G/C = 0.59; FAC = 0.97, (determinado de la tabla B), VD = 5%, VI = 12% y T = 14%; encuentre $W_A$ = 9.60 m. Al entrar al nomograma fué necesario suponer para VI y VD que $W_A$ = (4.90 a 10.40) ó $W_A$ = 10.70. Si se hace la suposición correcta al principio la respuesta se obtiene directamente. Si la suposición es incorrecta, se requiere un segundo intento. Si se van a usar carriles de 3.20 m y la operación es balanceada en ambos sentidos, la anchura de la calle deberá ser de 3.20 x 3 x 2 = 9.60 x 2 = 19.20 m.

Problema 7

Determine el V. de S. al nivel C del acceso de una intersección en una calle con camellón y dos arroyos de 9.15 m en una Z.P.C. de una ciudad de 700,000 habitantes y FHMD = 0.89. Otras condiciones son: T = 9% VD = 14%, vueltas izquierdas prohibidas, G = 31 segundos, C = 65 segundos, y parada de autobús en el

lado alejado sirviendo 70 autobuses por hora.

Solución: Como paso preliminar encuentre el factor de ajuste combinado ------- (PAM - FHMD) = 1.11, por interpolación en la tabla B del nomograma 4; ------- G/C = 31/65 = 0.48 y $F_B$ = 0.95 en la gráfica 16 - sin estacionamiento, lado -- lejano - usando 70 autobuses, $W_A$ = 30 y (VI + VD) = 14%. Proceda a través del nomograma 4 desde arriba a la izquierda con $W_A$ = 9.15 m y siga las flechas para cada condición, como se ilustra en el nomograma. Encuentre 1460; con ----- el ajuste por autobuses locales, el V. de S. al nivel C, $VS_C$ es 1460 x 0.95=1390 vph en una dirección.

Problema 11

Como se muestra en la figura 4, el acceso oriente-poniente de 15.90 m, de la -- calle de 2 sentidos, opera con estacionamiento en el lado sur únicamente. Hay dos carriles disponibles para mover el tránsito en los accesos oriente y poniente. La intersección está localizada en la Z. P. C. de una ciudad de 200,000 habitantes. -- Si FHMD = 0.75 y el tránsito horario máximo de la tarde se indica en la figura 4, determine los tiempos de semáforo requeridos para la calle Ote.-Pte. necesarios para acomodar el tránsito, usando un ciclo de 60 seg.

Solución: Para el acceso poniente, como hay estacionamiento, se aplica el nomograma 6. El hecho de que no haya estacionamiento en el lado norte de la calle o en el

acceso oriente, no afecta la operación o el análisis del acceso poniente que tiene estacionamiento. Entre al nomograma 6, arriba a la izquierda, con $W_A$ = 9.50 m y proceda a través de la gráfica usando T = 12%, VI = 40/660 = 6%, VD = 60/660 = 9% y PAM-FHMD = 0.89 (factor de ajuste interpolado de la tabla B, para una población de 200,000 y un FHMD = 0.75).

La horizontal desde PAM-FHMD se intersecta con la vertical desde el valor $VS_C$ en la parte inferior del nomograma, igual al volumen de 660 vph en el acceso, encontrándose G/C = 0.40.

Para el acceso oriente, dado que no hay estacionamiento, se aplica el nomograma 4. Entre con $W_A$ = 6.40 m y usando T = 9% VI = 50/810 = 6%, VD = 80/810 = 10% y PAM=FHMD = 0.89, encuentre el punto de intersección en la escala G/C para $VS_C$ igual al volumen de 810 vph en el acceso. Aquí, G/C = 0.50.

El tiempo requerido de semáforo para la calle Ote - Pte será por consiguiente el mayor de los dos valores, es decir, 0.50 y un G de 0.50 x 60 = 30 segundos.

Problema 15

Determine la relación G/C que se requiere durante el período máximo P. M. para manejar el tránsito, sin exceder la capacidad de diseño en el acceso oriente de la intersección mostrada en la figura 5.

Solución: los tiempos del semáforo basados en una combinación del volumen de frente y el que gira a la derecha se obtienen del nomograma 4 usando $W_A$ = 6.10 m. T = (30 + 65) ÷ ( 250 + 750 ) = 10%, VD = 250 ÷ 1000 = = 25%, V. I. = 0% (porque las vueltas a la izquierda se hacen en el carril especial) P. A. M. = 500,000 y con el volumen en el acceso (que hay que igualar a $VS_C$) = 250 + 750 = 1000 vph.; encuéntrese G/C = 0.57.

Verifique ahora en los nomogramas 17-A y 17-B la capacidad del carril de vuelta izquierda con esta programación. Entrando al nomograma A con $V_o$ = 350 vph y procediendo a la derecha y abajo con $T_o$ = 20/350 = 6%, G/C = 0.57 y $T_3$ = 30/240 = 13% (ver flechas), el V. de S. al nivel C del carril de vuelta izquierda es $C_{p3}$ = 270 vph. El nomograma 17-A gobierna aquí debido a que el valor de 80 vph para C = 72 segundos del nomograma 17-B (ver flechas) es mucho menor. Por lo tanto, puede alojarse el volumen de vuelta izquierda de 240 vph.

La relación G/C requerida para manejar el tránsito en la hora máxima P. M. en el acceso oriente sin exceder la capacidad es por consiguiente 0.57 (valor de control para el movimiento de frente más el de vuelta izquierda).

La longitud requerida para el carril de vuelta izquierda se obtiene del nomograma 17-E. Usando $V_3$ = 240 vph, C = 72 seg y $T_3$ = 13% se encuentra $D_3$ = 82 m.

Problema 16.

¿Cuál es el máximo volumen de tránsito que puede ser alojado en el acceso sur sin exceder el V. de S. al nivel C para las condiciones indicadas en la figura 6? ¿Qué volumen máximo puede manejarse sin exceder la capacidad (nivel E)? ¿Qué longitud debe tener el carril de vuelta derecha?

Solución: Usando el mismo porcentaje de camiones para el movimiento de vuelta derecha que el de todo el volumen en el acceso y G/C = 36/62 = 0.58 en el nomograma 17-C encuéntrese $C_{p2}$ = 330 vph.

Del nomograma 3, usando $W_A$ = 6.70 m., T = 12%, VD = 0%, VI = 5%, PAM = 250000 y G/C = 0.58, el V. de S. al nivel C de los movimientos de frente e izquierda, combinados, es $VS_C$ = 870 vph. Bajo esta base el volumen de vuelta a la derecha $V_2$ = (870 x 25) ÷ (100-25) = 290 vph. Debido a que éste es menor que $C_{p2}$, el volumen máximo en el acceso sin rebasar el V. de S. al nivel C es 870 + 290 = 1,160 vph.

La capacidad (nivel E) del movimiento de frente más el de izquierda es de 870 x 1.20 = 1,040 vph y el correspondiente volumen de vuelta derecha es (1.040 x 25) ÷ (100 - 25) = 350 vph. Este último es menor que la capacidad posible del carril de vuelta derecha ( $C_{p2}$ = 330 x 1.30 = 440 vph, del nomograma 17-C). El máximo volumen en el acceso sin exceder el V. de S. al nivel C es, por lo tanto, 1,040 + 350 = 1,390 vph.

La longitud requerida del carril de vuelta derecha para manejar el volumen de 290 y 350 vph se encuentra en el nomograma 17-E; $D_2$ = 85 m y 70 m respectivamente.

AMBOS CARRILES - IZQUIERDO Y DERECHO. - Para la condición en que ambos carriles son añadidos, se usa el nomograma 17, como antes, para encontrar las capacidades y longitudes de los carriles de vuelta separados. Se utilizan los siguientes pasos en el análisis del acceso de la intersección:

(1) Obtenga $C_{p3}$ de los nomogramas 17-A o 17-B y $C_{D2}$ de los nomogramas 17-C o 17-D.

(2) Obtenga $C_D$ del movimiento de frente, de los nomogramas 3-6 usando:

$W_A$ = ancho del acceso excluyendo carriles de vuelta, y

VI = 0% y VD = 0%.

(3) Obtenga $D_2$ y $D_3$ del nomograma 17-E.

(4) Determine la capacidad (nivel E) que se requiera: carril de vuelta izquierda, $VS_E = 1.3 \times C_{p3}$

Carril de vuelta derecha, $VS_E = 1.3 \times C_{p2}$

Movimiento de frente $VS_E = f \times VS_C$ (obténganse los valores de f de la tabla A en los nomogramas 3-6 ó 15)

Problema 17

¿Cuál es el volumen máximo que puede manejar el acceso Oriente mostrado en la figura 7, sin exceder el V. de S. al nivel C? Una fábrica importante ubicada al norte sobre el camino secundario genera un tránsito considerable de vehículos con un alto porcentaje de camiones que dan vuelta a la derecha.

Solución: Suponiendo un volumen alto que pasa de frente y que viene del orien

te, hay que usar el nomograma 17-B, siendo el V. de S. al nivel C del carril separado de vuelta izquierda $C_{D3}$ = 105 vph. El V. de S. al nivel C del carril separado para vueltas a la derecha, usando el nomograma 17-D (G/C = 31/56 = 0.55, a = 12, $T_2$ = 30% y la curva II), es $C_{p2}$ = = 480 X 0.90 = 430 vph. El factor de 0.90, de acuerdo con la nota al pie del nomograma 17, debe considerarse el nivel de servicio B para el V. de S. al nivel C en condiciones rurales.

El V. de S. al nivel B del movimiento de frente se encuentra en el nomograma 15, usando $W_A$ = 6.70 m T = 6%, VD = 0%, VI = 0% y condiciones rurales normales; $VS_C$ = 920 vph.

Bajo esta base, $V_3$ = (920 x 7) ÷ (100 - 7 - 28) = 100 vph y

$V_2$ = (920 x 28) ÷ ( 100 - 7 - 28 ) = 395 vph.

Ya que $V_2$ y $V_3$ son menores que $C_{p2}$ y $C_{p3}$ el máximo volumen que puede acomodar el acceso sin exceder el V. de S. al nivel B es

920 + 100 + 395 = 1,415 vph.

Problema 18

Determine el V. de S. al nivel C y la longitud mínima del carril vuelta izquierda de 3.05 m de ancho, en una calle principal y condiciones normales, para el cual se ha usado una indicación especial del semáforo de 25 seg., de un ciclo de 80 seg y en el cual los camiones representan el 6% del tránsito.

Cuál sería el V. de S. al nivel C y la longitud requerida para el mismo vo-

te, hay que usar el nomograma 17-B, siendo el V. de S. al nivel C del carril separado de vuelta izquierda $C_{D3}$ = 105 vph. El V. de S. al nivel C del carril separado para vueltas a la derecha, usando el nomograma 17-D (G/C = 31/56 = 0.55, a = 12, $T_2$ = 30% y la curva II), es $C_{p2}$ = = 480 X 0.90 = 430 vph. El factor de 0.90, de acuerdo con la nota al pie del nomograma 17, debe considerarse el nivel de servicio B para el V. de S. al nivel C en condiciones rurales.

El V. de S. al nivel B del movimiento de frente se encuentra en el nomograma 15, usando $W_A$ = 6.70 m T = 6%, VD = 0%, VI = 0% y condiciones rurales normales; $VS_C$ = 920 vph.

Bajo esta base, $V_3$ = (920 x 7) ÷ ( 100 - 7 - 28 ) = 100 vph y

$V_2$ = (920 x 28) ÷ ( 100 - 7 - 28 ) = 395 vph.

Ya que $V_2$ y $V_3$ son menores que $C_{p2}$ y $C_{p3}$ el máximo volumen que puede acomodar el acceso sin exceder el V. de S. al nivel B es 920 + 100 + 395 = 1,415 vph.

Problema 18

Determine el V. de S. al nivel C y la longitud mínima del carril vuelta izquierda de 3.05 m de ancho, en una calle principal y condiciones normales, para el cual se ha usado una indicación especial del semáforo de 25 seg., de un ciclo de 80 seg y en el cual los camiones representan el 6% del tránsito.

Cuál sería el V. de S. al nivel C y la longitud requerida para el mismo vo-

y a = 3.35 m., se obtiene $G'/C = 0.19$, por lo que $G' = 80 \times 0.19 =$ = 15 segundos. La longitud requerida para el carril de vuelta izquierda es, del nomograma 18-C, $D_3 = 61$ m. El tiempo disponible para el tránsito en la calle transversal es 80 - 32 - 15 - 9 (para ámbar) = 24 segundos.

Problema 20

Determine el tiempo de luz verde requerido durante el período máximo A.M., para acomodar la demanda de tránsito, al nivel de servicio C, en el acceso Oriente de la intersección mostrada en la figura 5.

Solución: Los tiempos del semáforo basados en la combinación de volúmenes de frente y de vuelta a la derecha se obtienen del nomograma 4, usando $W_A = 20$, 6.10 $T = (20 + 50) \div (200 + 560) = 9\%$, VD = 200/760 = 26%, VI = 0%, PAM = 500 000 y como volumen en el acceso 200 + 560 = 760 vph. G/C = = 0.43.

Verifique en los nomogramas 17-A y 17-B si el volumen de vuelta izquierda puede manejarse sin indicación especial del semáforo. Usando en el nomograma 17-A $V_o = 550$, $T_o = 70/550 = 13\%$, $G/C = 0.43$ y $T_3 = 20/190 =$ = 11%, se encuentra que $C_{p3}$ es despreciable; por lo tanto, rige el nomograma 17-B con el que se obtiene un V. de S. al nivel C de 80 vph. Los 190 vph de vuelta izquierda, por consiguiente, deben manejarse bien sea -- con un G/C mayor en el acceso Oriente y con una indicación separada del - semáforo para el control de tres fases.

Entrando nuevamente en el nomograma 17-A con $V_o = 550$, $T_o = 13\%$ en la parte superior izquierda y con $C_{D3} = V_3 = 190$ vph y $T_3 = 11\%$ en la parte baja encuéntrese en la intersección de las dos líneas G/C = 0.70.

Considerando una fase separada para el movimiento de vuelta izquierda, se encuentra una G/C = 0.23 en el nomograma 18-A, usando $C_{p3} = V_3 = 190$ vph, $T_3 = 11\%$ y a = 3.35 m.

Por consiguiente, sin una indicación separada del semáforo para las vueltas a la izquierda (control de 2 fases), la G/C requerida para el acceso oriente es de 0.70. Con una indicación separada del semáforo (control de 3 fases) la G/C requerida para el acceso Oriente (total) es equivalente a 0.43 + (3/72 = =0.04 de ámbar) + 0.23 = 0.70. La G/C total para el acceso Oriente es la misma para cualquier disposición de fases ( 2 ó 3). Sin embargo, el acceso Poniente y los accesos Norte y Sur deben analizarse antes de determinar las fases.

Problema 32

Si en el problema 20 se usara una indicación verde adelantada para el movimiento de vuelta izquierda, determine la longitud total del intervalo de verde requerido durante el período máximo A.M., para acomodar la demanda de tránsito, al nivel de servicio C, en el acceso Oriente (ver figura 5).

Solución: Se determinó ya, en el problema 20, que el número de vehículos -

dando vuelta a la izquierda que pueden acomodarse al nivel de servicio C durante el intervalo total de verde (control de 2 fases) en el acceso Oriente es de 80 vph con un ciclo de 72 segundos (nomograma 17-B). Si se introduce un verde adelantado, el número de vehículos que podría manejar esta indicación verde adelantada es (190 - 80) = 110 vph. Entrese a la parte baja del nomograma de la figura 21 con un volumen de 110 vph y procédase hacia arriba y a la izquierda usando las condiciones: no peatones, $T_3$ = 11% y C = 72; léase $G_A$ = 9 seg., o $G_A/C$ = 9/72 = 0.13.

La G/C requerida para el movimiento de frente y a la derecha en el acceso Oriente es 0.43 dado en el nomograma 4 y mostrado en el problema 20. Si G/C = 0.43 se requiere también para el acceso Poniente, los requerimientos de verde para el acceso Oriente serán: G/C = 0.43 + 0.13 = 0.56, en esta solución, comparado con 0.70 del problema 20.

Problema 33

¿Cuál es el V. de S. al nivel C y la capacidad (nivel E) de un carril doble de vuelta izquierda de 6.70 m de ancho en el acceso (2 carriles de 3.35 m) donde del ángulo de giro es de 75° y el ancho de calzada, $W_E$, del camino transversal tiene 10 m? Otras condiciones son: 17% de camiones en el tránsito de vuelta izquierda y la G/C disponible para el movimiento es de 0.60.

Solución: El V. de S. al nivel C de un carril sencillo de vuelta izquierda en el nomograma 18-B, usando G/C = 0.60, a = 11 y $T_3$ = 17% es $C_{p3}$ = 530 vph. Entrando con este valor en el nomograma número 22 y aplicando $\Delta$ = 75° y $W_E$ = 10 m, el V. de S. al nivel C del doble carril de vuelta izquierda es $C_{PG}$ = 950 vph. La capacidad (nivel E) $VS_E$ = 950 x 1.30 = 1,240 vph.

Problema 34

¿Cuál es el V. de S. al nivel C y la capacidad (nivel E) de las calles que se intersectan (acceso Oriente), desde el cual el tránsito sólo puede dar vuelta a la izquierda o a la derecha hacia la calle Sur-Norte, para las condiciones indicadas en la figura 14?

Solución: En el nomograma 4, usando $W_A$ = 6.10 m, T= 10%, VI = 0%, VD = 0% (porque la vuelta derecha es manejada por un carril exclusivo), PAM = 500,000, y G/C = 0.45, encuentre $VS_C$ = 860 vph. Entrando con este valor en el nomograma número 23 y aplicando $\Delta$ = 80° y $W_E$ = 9.75 m, el V. de S. al nivel C de los dos carriles que manejan el tránsito de vuelta izquierda es $C_P$ = 650 vph. El correspondiente volumen de vuelta derecha = = 650 x 27/73 = 240 vph. El V. de S. al nivel C del carril de vuelta derecha, del nomograma 17-C es 260 vph. El volumen que puede alojar el acceso al nivel de servicio C = 650 + 240 = 890 vph. La capacidad (nivel E) del

movimiento de vuelta izquierda es 650 x 1.20 = 780 vph. El volumen correspondiente de vuelta a la derecha 780 x 27/73 = 290 vph. La capacidad (nivel E) del movimiento de vuelta derecha es 260 x 1.30 = 340 vph. El volumen en el acceso que puede manejarse sin exceder la capacidad (nivel E) = 780 + 290 = = 1,070 vph.

Problema 35

La intersección indicada en la figura 15 opera en condiciones de congestionamiento durante los períodos máximos, particularmente de 5:15 a 6:15 P.M. Se planea reconstruirla, no sólo para aliviar los embotellamientos sino también, para alojar, a un nivel de servicio C, el tránsito futuro basado en una proyección a 15 años. La vía rápida Norte-Sur, a nivel, que tiene una velocidad de proyecto de 80 km/h conservará prácticamente su geometría. La arteria Oriente-Poniente, sin embargo, será mejorada convirtiéndola en una vía dividida de 4 carriles, usando una velocidad de proyecto de 60 km/h., carriles de 3.60 m y camellón central de 4.90 m, con carriles adicionales, según se requiera, en las intersecciones principales. Los porcentajes de camiones en los diferentes accesos son N y S 6%; Poniente, 10% y Oriente 12%. Se proporcionará un movimiento contínuo a la derecha de Poniente a Sur. Determine la geometría del mejoramiento y la programación de los semáforos. Se dispone de derecho de vía; se considera una canalización moderada.

Solución: Como primer paso es necesario verificar la capacidad de las vueltas izquierdas en cada acceso de la intersección. Tratándose de una operación de fases múltiples generalmente se requiere un ciclo de 80 seg. o mayor. Usando el nomograma 17-B con un ciclo supuesto de C = 80 seg., el V. de S. al nivel C del movimiento de vuelta izquierda, si este opera simultáneamente con el movimiento de frente, en sentido opuesto, es $C_{p3}$ = 70 vph en cada acceso; la capacidad (nivel E) es $VS_E$ = 95. Solamente el movimiento de vuelta izquierda O - S (70 vph) puede alojarse sin una fase separada o indicación adelantada de verde.

Las vueltas izquierdas opuestas en los accesos S y N son ambas relativamente grandes y requieren una indicación del semáforo separada. Este es un patrón lógico para una tercera fase que permita a ambos movimientos de vuelta izquierda operar simultáneamente, cada uno con su flecha; en tanto que el resto del tránsito permanece parado. Ya que el movimiento de vuelta izquierda en el acceso Poniente necesita una indicación por separado y el movimiento de vuelta izquierda opuesto, del acceso Oriente, no, es lógico y será supuesto en el análisis preliminar, un intervalo adelantado de verde. Bajo estas bases, las fases; con esta tercera en dos partes se puede ver diagramáticamente en la figura 17.

El tiempo de semáforo requerido para mover el tránsito de frente en la vía rápida (fase 1) es controlado por el acceso sur, que es el que acomoda el mayor de los dos movimientos. Usando el nomograma 4, $W_A$ = 24, T = 6%, VI= 0%, VD = 0% (ambos movimientos se hacen en carriles separados), PAM= 750,000 y V= $VS_C$ = 830, la G/C requerida es 0.32.

Para el carril separado de vuelta derecha, en el acceso Sur y Norte, usando el nomograma 17-D con G/C = 0.32, a = 3.60 m., $T_2$ = 6% y sin interferencia de peatones, se encuentra que el V. de S. al nivel C para cada carril de vuelta es $C_{p2}$ = 350 vph la cual excede a los volúmenes de demanda. El volumen de vuelta izquierda de 230 vph en el acceso Sur es el movimiento que controla en la fase 2. En el nomograma 18-B, usando V= $C_{p3}$ = 230 vph., $T_2$ = 6% y a = 3.60 m., se requiere una G'/C = 0.21.

Para determinar la longitud mínima de verde adelantado que se requiere en el acceso Poniente durante la fase 3, es necesario primero, la parte del volumen que da vuelta, que puede ser acomodada al final del período de verde; del nomograma 17-B, para C = 80 seg., éste es 70 vph. El volumen que alojará el verde adelantado es 150 - 70 = 80 vph. Entre al nomograma 21 (Fig. 10) con un volumen de 80 vph y usando la condición de no peatones, $T_3$ = 10% y C = 80 lea $G_A$ = 8 seg., $G_{A/C}$ = 8/80 = 0.10.

Los tres períodos de ámbar requeridos para el control de tres fases se han seleccionado, de 4 seg. después de las fases 1 y 3 y de 3 seg después de la fase 2. La porción del ciclo ocupada por los períodos de ámbar es (4 + 4 + 3) /80 = 0.14. La porción del ciclo para el balance de la fase 3 y para manejar el movimiento en el acceso Oriente, es 1.00 - (0.32 + 0.21 + 0.10 + 0.14) = = 0.23.

La G/C total para el acceso Poniente durante la fase 3 es 0.10 + 0.23 = 0.33. El volumen total que puede desalojar este acceso en dos carriles, al nivel de servicio C, usando el nomograma 4 con $W_A$ = 7.30 m., T = 10%, VD = 0%, VI = 0%, PAM = 750,000 y G/C = 0.33 es $VS_C$=280 vph mientras --

que el volumen de demanda es 780 vph. Se supone un movimiento contínuo a la derecha en el acceso Poniente con un carril adicional a la entrada como a la salida. El V. de S. al nivel C viene a ser 1200 ÷ ( 1 + 0.10) = 1,080 vph (ver texto pag. 20 "Right Turning Movement - Continuoos, etc.).

Esto es más que adecuado ya que el volumen de demanda es 200 vph.

La relación G/C disponible para el acceso Oriente, como se discutió previamente, es 0.23. Verificando 2 carriles en el nomograma 4, para el volumen de frente y a la derecha $T = VS_C = 760 + 30 = 890$ vph, $W_A = 7.30$ m, T=12% VD = 130/890 = 15%, VI = 0% y PAM = 750,000, se necesita una G/C = 0.38. Para resolver esta deficiencia se requiere una mayor anchura. Suponiendo la ampliación del acceso a través de la intersección y usando en el nomograma 4 $W_A = 11.00$ m y las otras condiciones anotadas arriba, encuentra G/C = = 0.27. El acceso de 3 carriles aunque algo deficiente para la operación al nivel de servicio C se considera aceptable con un ligero reajuste en las otras fases. Las longitudes de las ampliaciones (Ver texto pag. 15 "Widened Approaches") son $D_a = 84$ m (mínima) precedida por una transición de 53 m y $D_b = 92$ m seguida por una transición de 61 m. Las longitudes requeridas para los carriles de vuelta son como sigue:

Acceso Norte.- Carril de vuelta izquierda, $D_3 = 98$ m (nomograma 18-C) está basada en la premisa de que, debido a que el tránsito de frente y el de vuelta derecha operan en fases separadas, la longitud del carril de vuelta izquierda debe ser suficiente para permitir a los vehículos acumularse en el carril sin ser bloqueados por vehículos almacenados en los carriles de frente. El valor de control del tránsito de frente 740/2 = 370 vph por carril almacenándose en el acceso, que estipula una longitud mínima de 98 m en el nomo

grama 18-C la longitud $D_2$ = 61 m, para el carril de vuelta izquierda es definida a partir de la desceleración desde 80 km/h (figura 9). También, basándose en esta velocidad, se indica una transición de 69 m precediendo a los carriles de vuelta.

Acceso Sur.- Carril de vuelta izquierda, $D_3$ = 107 m (nomograma 18-C) está basada en un almacenamiento mínimo por carril de 830/2 = 415 vph en los carriles de frente, para permitir a los vehículos que dan vuelta izquierda despejar al final de la cola en los carriles de frente. La longitud $D_2$ = 61 m para carril de vuelta derecha está basada en la desceleración desde 80 km/h. Además, se indica una longitud de transición de 69 m para cada carril.

Acceso Poniente.- Carril de vuelta izquierda, $D_3$ = 58 m (gráfica 18-C) está basada en el almacenamiento y es mayor que la dimensión indicada en la figura 9 para desceleración desde 60 km/h. El carril de vuelta izquierda no opera en una fase de semáforo separada del movimiento de frente en el acceso, y por consiguiente no se necesita alargar el carril de vuelta izquierda para despejar el final del almacenamiento del tránsito de frente. Dado que el carril de vuelta derecha ha sido designado para operación continua, debe ser suficientemente largo para despejar la cola del tránsito de frente para lo cual $D_2$ = 99 m. Esto se determina en el nomograma 18-C basándose en un almacenamiento por carril para el tránsito de frente, de 780/2 = 390 vph. Se indica además una longitud de transición de 53 m (figura 9) para cada carril.

Acceso Oriente.- Carril de vuelta izquierda, $D_3$ = 46 m (figura 9) está basada en una desceleración desde 60 km/h, la cual es mayor que la longitud requerida para almacenamiento, según el nomograma 18-C. Se indica una longitud de transición de 53 m.

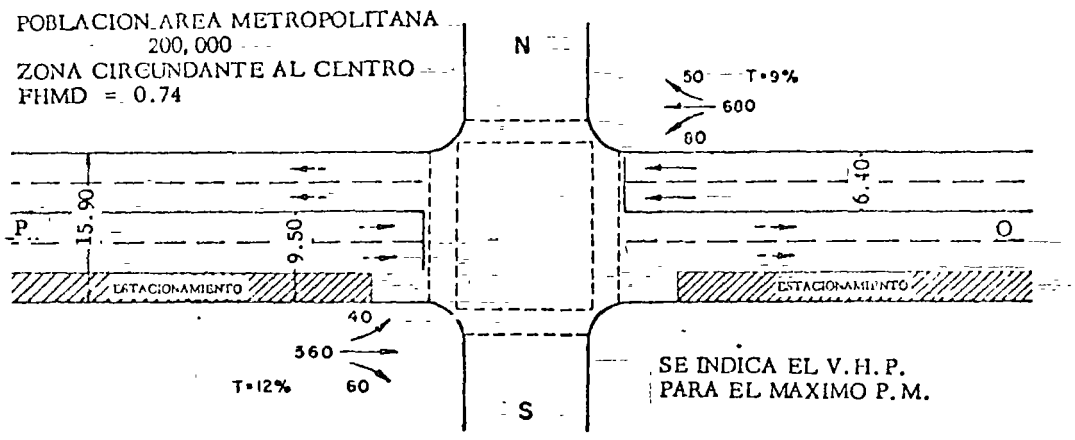
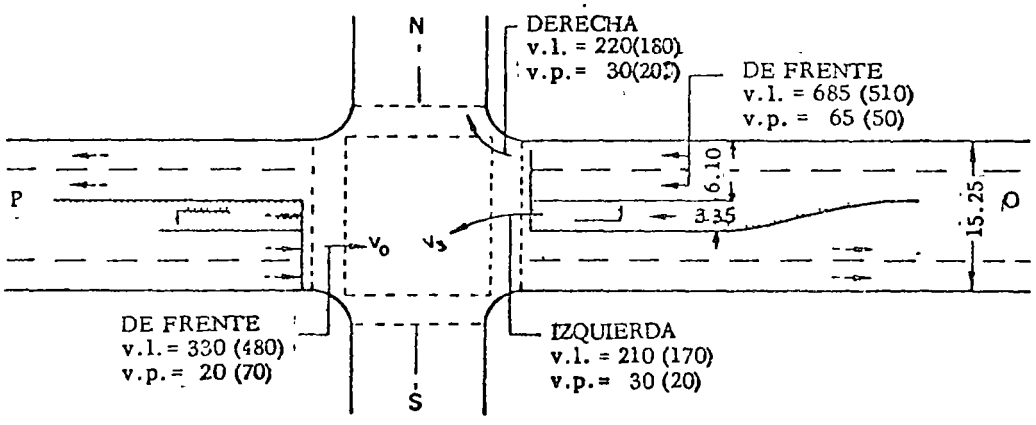



Figura 4.- PROBLEMA 11 ILUSTRADO




VOLUMEN APROXIMADO

520 P M MAXIMO
310 A M MAXIMO

v.l. VEHICULOS LIGEROS
v.p. VEHICULOS PESADOS

POBLACION - 500,000
ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO
ESTACIONAMIENTO - NO
PARADA DE AUTOBUS - NO
SEMAFORO DE 2 FASES
C = 72 seg.

Figura 5.- Problemas 15 y 20 ilustrados

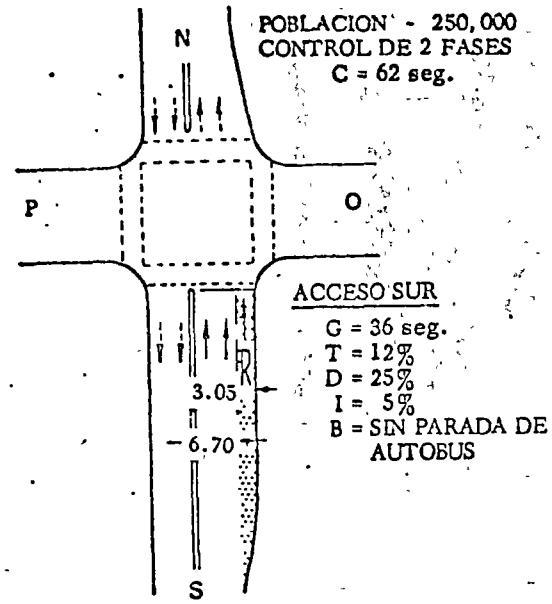



Figura 6.- Problema 16 ilustrado

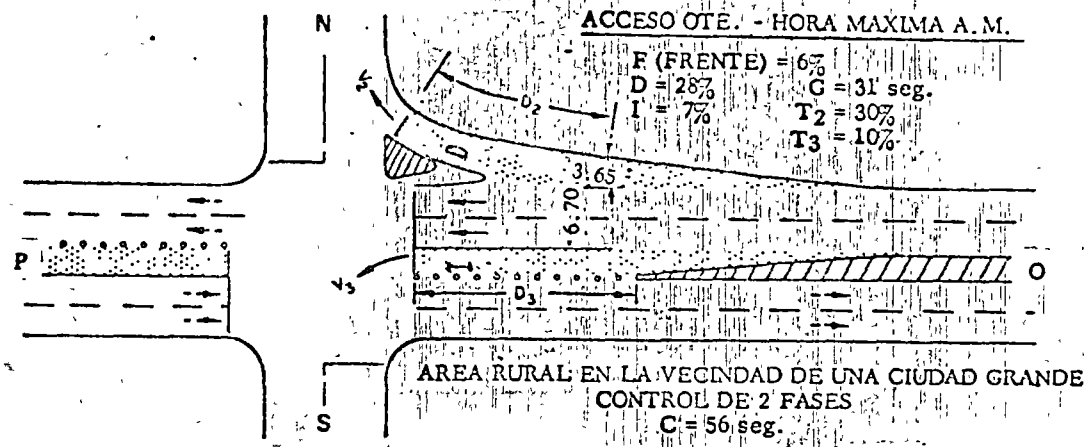



Figura 7.- Problema 17 ilustrado.

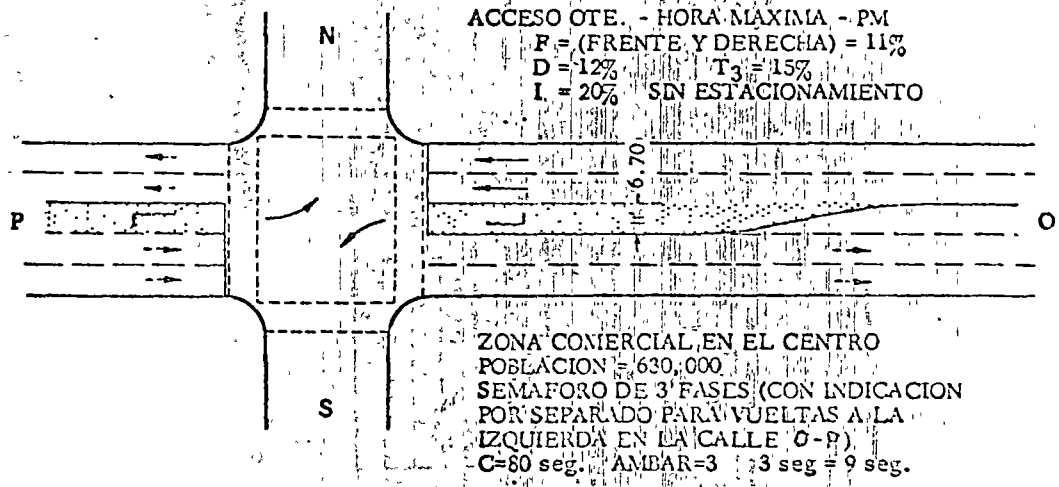
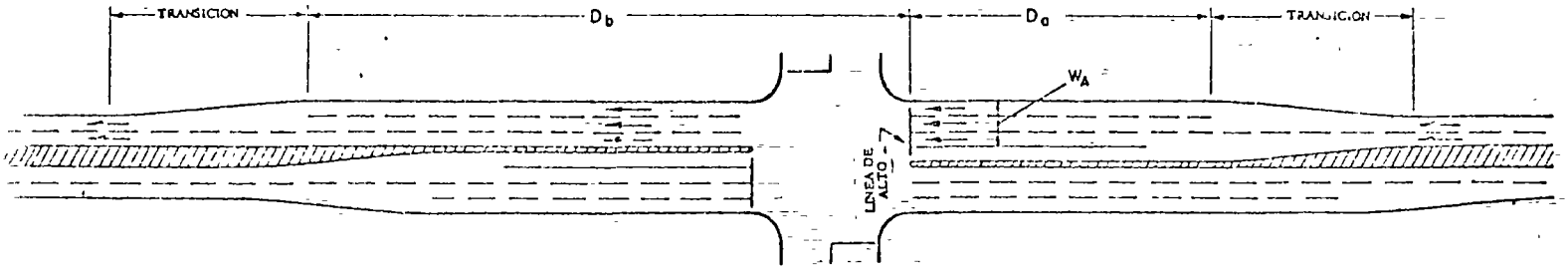



Figura 8.- Problema 19 ilustrado.




LONGITUD DE LA AMPLIACION DESPUES DE LA INTERSECCION

| LONGITUD REQUERIDA PARA | | | TRANSICION |
|---|---|---|---|
| ACELERACION | | CONVERGENCIA | metros |
| Velocidad de Proyecto km/h | $D_b$ - metros | | |
| 65 | 60 | $D_b = 12 \times C$ (C. Intervalo de vez de en seg.) | 60 |
| 80 | 160 | | 75 |
| 95 | 275 | | 90 |

LONGITUD DE LA AMPLIACION ANTES DE LA INTERSECCION

| LONGITUD REQUERIDA PARA | | | TRANSICION |
|---|---|---|---|
| DECELERACION | | ALMACENAMIENTO | metros |
| Velocidad de Proyecto km/h | $D_a$ - metros | Divida el volumen del acceso entre el número de carriles en $W_A$. Use el volumen por carril en la gráfica 18-C, entre cuentre $D_2 + D_a$ en la escala de la derecha (escala mínima para condiciones restringidas) | |
| 65 | 45 | | 55 |
| 80 | 60 | | 70 |
| 95 | 75 | | 85 |

Figura 9.- Requerimientos de longitudes en una intersección con ampliación de accesos.

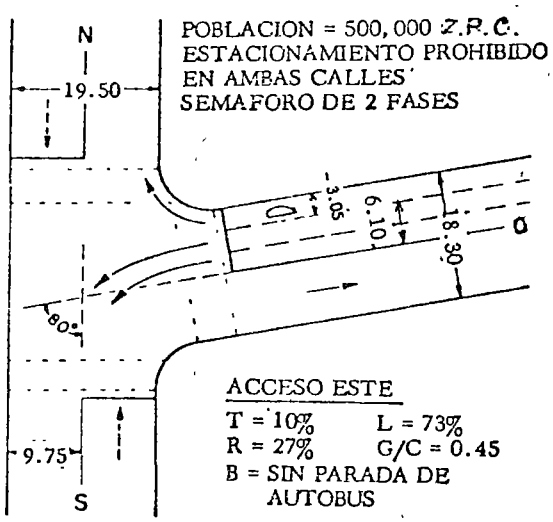



Figura 14.- Problema 34 ilustrado.

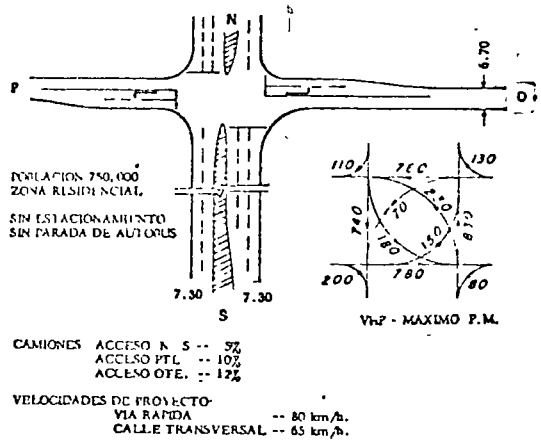
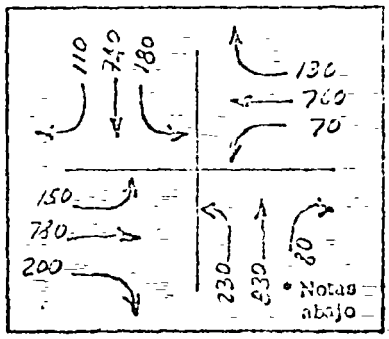



Figura 15.- Problema 35 ilustrado.

INTERSECCION CON SEMAFOROS
ANALISIS DE CAPACIDAD




PROYECTO MEJORAMIENTO DE LA AV. BLAIR

INTERSECCION AV. BLAIR Y VIA RAPIDA RAND

CONDICIONES BASICAS

POBLACION AREA METROPOLITANA 750,000 HMD

AREA: ZCC ZIC ZCFC
(RESID.) RURAL

C = CICLO DEL SEMAFORO = 80 SEG. A/C = 11.1 / 80 = 0.14

| FASE 1 | AMBAR | FASE 2 | AMBAR | FASE 3-A | AMBAR | FASE 3-B | AMBAR |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| G/C = 0.31 | 4 | G/C = 0.20 | 3 | G/C = 0.10 | 0 | G/C = 0.25 | 4 |
| G = 25 SEG. | SEG. | G = 16 SEG. | SEG. | G = 8 SEG. | SEG. | G = 20 SEG. | SEG. |

ACCESO N T = 6 % VD = 0 % VI = 0 % PARADA AUTOBUS NO

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NS | 7.30 | 4 | 0.29 | 0.31 | 800 | 960 | 780 | Transiciones = 69 m |
| NP | a = 3.65 | 17-D | 0.29 | 0.31 | 330 | 430 | 110 | $D_2$ = 61 m. |
| NO | a = 3.65 | 18-B, -C | 0.17 | 0.20 | 220 | 290 | 180 | $D_3$ = 98 m. |

ACCESO S T = 6 % VD = 0 % VI = 0 % PARADA AUTOBUS NO

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SN | 7.30 | 4 | 0.32 | 0.31 | 800 | 960 | 830 | Transiciones = 69 m. |
| SO | a = 3.65 | 17-D, -E | 0.32 | 0.31 | 330 | 430 | 80. | $D_2$ = 61 m. |
| SP | a = 3.65 | 18-B, -C | 0.21 | 0.20 | 220 | 290 | 230 | $D_3$ = 107 m. |

ACCESO P T = 10 % VD = 0 % VI = 0 % PARADA AUTOBUS NO

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PO | 7.30 | 4 | 0.32 | 0.35 | 860 | 1030 | 720 | Transiciones = 53 m. |
| PS | a = 3.65 | Cond. esp. | 1.00 | 1.00 | 1080 | 1400 | 200 | $D_2$ = 49 m. |
| PN | a = 3.65 | 17-B, -E | .10 + .25 | .10 + .25 | 150 | 200 | 150 | $D_3$ = 58 m. |

ACCESO O T = 12 % VD = 15 % VI = 0 % PARADA AUTOBUS NO

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ϕ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| OP | 11.00 | 4 | 0.26 | 0.25 | 860 | 1030 | 760 } 890 | Acceso ampliado |
| ON | | | | | | | 130 } | $D_a$ = 86 m; Transic = [illegible] |
| OS | a = 3.65 | 17B, -E | 0.26 | 0.25 | 72 | 95 | 70 | $D_b$ = 42 m; Transic = 61 |
| | | | | | | | | $D_3$ = 46 m, Transic = 50 |

* DESIGNE CADA ACCESO CON UNA LETRA: 1-P 6 2-P; (1 6 2 SEGUN DIXOS); EST., N. E. (NO EST.); ENTRE VHP's

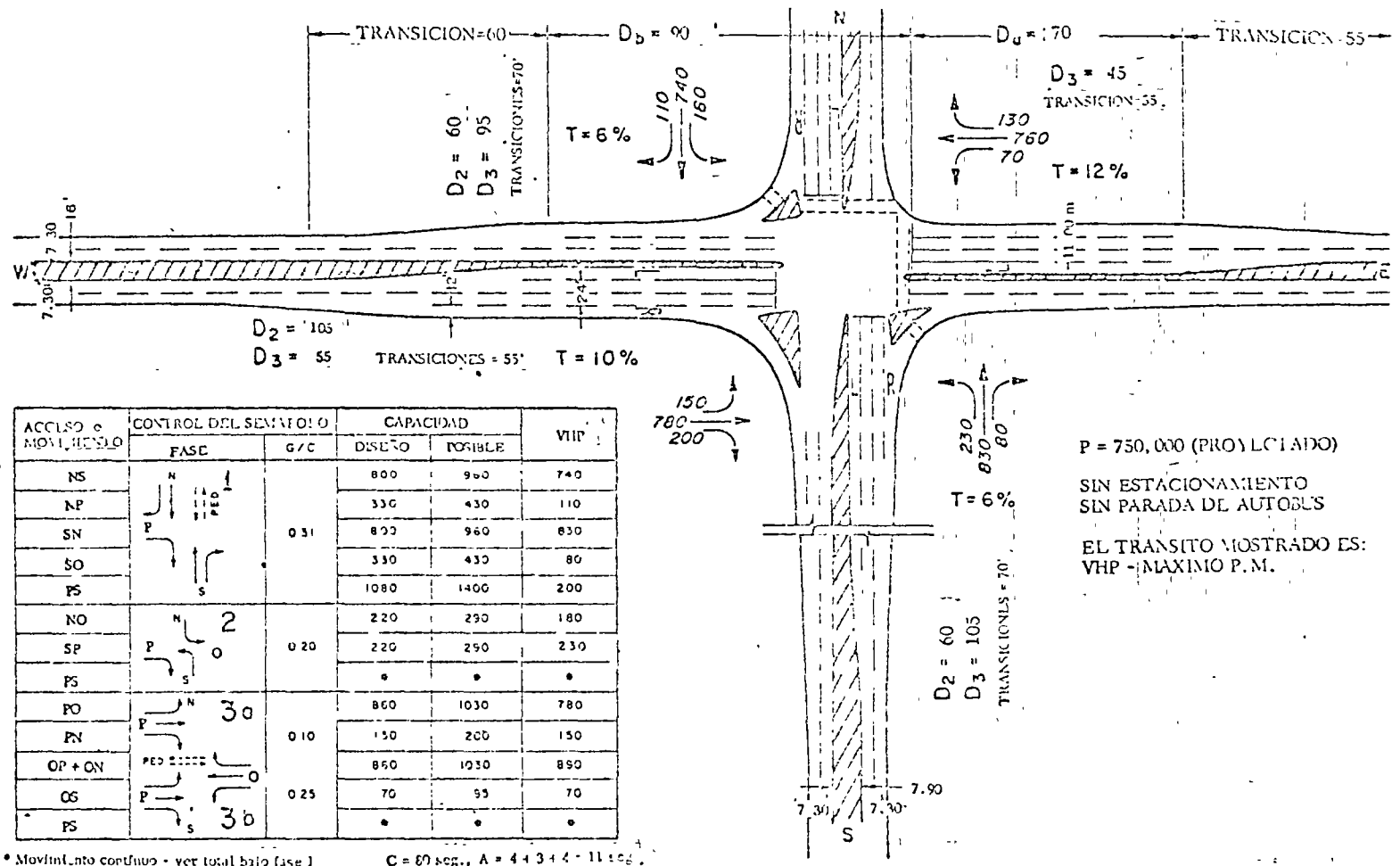
† MARQUE A.M., o COMP. (MAXIMO COMPUESTO)

ϕ LONGITUDES DE CARRILES DE VUELTA.- $D_2$, $D_3$: CAMIONES -- $T_2$, $T_3$:
LONGITUD DE ACCESOS AMPLIADOS -- $D_a$, $D_b$, ETC.

CALCULO _____

REVISO _____

Figura 17.- Forma para análisis de capacidad.




| ACCESO o MOVIMIENTO | CONTROL DEL SEMAFORO | | CAPACIDAD | | VHP |
|---|---|---|---|---|---|
| | FASE | G/C | DISEÑO | POSIBLE | |
| NS | 1 | 0.31 | 800 | 960 | 740 |
| NP | | | 330 | 430 | 110 |
| SN | | | 800 | 960 | 830 |
| SO | | | 330 | 430 | 80 |
| PS | | | 1080 | 1400 | 200 |
| NO | 2 | 0.20 | 220 | 290 | 180 |
| SP | | | 220 | 290 | 230 |
| PS | | | * | * | * |
| PO | 3a | 0.10 | 860 | 1030 | 780 |
| PN | | | 150 | 200 | 150 |
| OP + ON | | | 860 | 1030 | 890 |
| OS | 3b | 0.25 | 70 | 95 | 70 |
| PS | | | * | * | * |

* Movimiento continuo - ver total bajo fase 1

C = 60 seg., A = 4 + 3 + 4 = 11 seg.

Figura 18.- Solución al problema 35.

## INTERSECCION CON SEMAFOROS
## ANALISIS DE CAPACIDAD

PROYECTO ______________________________

INTERSECCION ______________________________

CONDICIONES BASICAS

POBLACION AREA METROPOLITANA ____________ FHMD ________

AREA: ZCC ZPC ZCFC
RESID. RURAL

• Notas abajo

C - CICLO DEL SEMAFORO ______ SEG.  A/C = ....../...... = ..........

| FASE 1 | AMBAR | FASE | AMBAR | FASE | AMBAR | FASE | AMBAR |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| G/C = <br> G = SEG. | SEG. | G/C = <br> G = SEG. | SEG. | G/C = <br> G = SEG. | SEG. | G/C = <br> G = SEG. | SEG. |

ACCESO........ T = % VD = % VI = % PARADA AUTOBUS..........

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ◊ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ACCESO........ T = % VD = % VI = % PARADA AUTOBUS..........

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ◊ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ACCESO........ T = % VD = % VI = % PARADA AUTOBUS..........

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ◊ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ACCESO........ T = % VD = % VI = % PARADA AUTOBUS..........

| MOVIMIENTO | $W_A$ metros | nomograma de referencia | G/C requerido | G/C usado | CAPACIDAD $C_D$ | CAPACIDAD $C_p$ | VHP † | OBSERVACIONES ◊ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

• DESIGNE CADA ACCESO CON UNA LETRA: 1-P 6 2-P; (1 6 2 SENTIDOS); EST., N.E. (NO EST.); ENTRE VHP's

† MARQUE A.M., o COMP. (MAXIMO COMPUESTO)

◊ LONGITUDES DE CARRILES DE VUELTA.- $D_2$, $D_3$; CAMIONES -- $T_2$, $T_3$;
LONGITUD DE ACCESOS AMPLIADOS -- $D_a$, $D_b$, ETC.

CALCULO ______________

REVISO ______________

Figura 16.- Forma para análisis de capacidad

# SOLUCION, PROBLEMA 3

## Solución Gráfica

### 1-a Calle 1a. el Nte. es el acceso crítico

Use el nomograma 3

Puntos de Giro:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 5.80 m. |
| T | = | 12 % |
| VD | = | 7% |
| VI | = | 0 % |
| PAM - FHMD | = | 0.90 |
| G/C | = | 0.30 |

Volumen de Servicio del nomograma = 380 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste:(x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio real
= 380 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.25 |

Volumen de Servicio real
= 475 vph

### 1-b Washington el Pte. es el acceso crítico

Use el nomograma 5

Puntos de giro

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 8.50 m |
| T | = | 16 % |
| VD | = | 15 % |
| VI | = | 0 % |
| PAM - FHMD | = | 0.89 |
| G/C | = | 0.60 |

Volumen de Servicio del nomograma = 725 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio real
= 725 vph

Nivel de Servicio E
Factores de Ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.23 |

[illegible] real
= [illegible] vph

## SOLUCION, PROBLEMA 3

Solución Gráfica (Cont.)

2-a En la Calle la., acceso Norte, determine la G/C requerida

Volumen de Servicio requerido realmente = 488 vph

Factores de ajuste: (÷)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio aplicado el nomograma 3 = 488 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 5.80 m |
| T | = | 12 % |
| VD | = | 7% |
| VI | = | 0% |
| PAM - FHMD | = | 0.90 |

G/C determinado del nomograma = 0.40

G = 0.40 (60) = 24 segundos

2-b Washington Pte. - Verifique V.S. con la G/C revisada

Use el nomograma 5

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| W | = | 8.50 m. |
| T | = | 16% |
| VD | = | 15% |
| VI | = | 0% |
| PAM - FHMD | = | 0.89 |
| G/C | = | 0.50 |

Volumen de Servicio del nomograma = 610 vph

Nivel de Servicio C
Factores de Ajuste (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.00 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio real = 610 vph

Correcto ya que el volumen de demanda = 590 vph

Solución Gráfica

Use el nomograma 4

Iguale el volumen de 650 a la capacidad de diseño (Nivel de Servicio C)

Volumen de Servicio real = 650 vph

| | | | |
|---|---|---|---|
| Factores de ajuste: (÷) | B | = | 1.00 |
| | N.S. | = | 1.00 |

El volumen de servicio por aplicar al nomograma 4 es 650 vph.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | G/C | = | 0.46 |
| | PAM - FHMD | = | 1.00 |
| | VI | = | 10% |
| | VD | = | 15% |
| | T | = | 15% |

Anchura del acceso $W_A$ 5.50 m.; por consiguiente la anchura total de la calle = 11,00 m.

Use 12.20, 12.80 ó 13.40 m.

## SOLUCION, PROBLEMA 5

### Solucion Grafica

#### Alternativa A

**Fase 1 - SUR**

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 1050 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de servicio aplicado al nomograma 4
= 1050 vph

Puntos de giro: $W_A$ = 9.75 m.
T = 15%
VD = 10%
VI = 10% (VI de 19%/2)
PAM - FHMD = 1.09

G/C = 0.38

**FASE 2 - NORTE**

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 930 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de servicio aplicado al nomograma 4
= 930 vph

Puntos de giro: $W_A$ = 9.75 m.
T = 15 %
VD = 5%
VI = 10% (VI de 15%/2)
PAM-FHMD = 1.09

G/C = 0.33

Porciento total de tiempo requerido para las Fases 1 y 2 con la alternativa A
= 38% + 33% = 71%

#### Alternativa B

**Fase 1 -. SUR vuelta izq.**

Use el nomograma 18-A

Volumen de Servicio = 200 vph

Puntos de giro: T = 15%
$W_A$ = 3.35 m

G/C = 0.25

**Fase 2 - SUR -De frente y Derecha**

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 850 vph

Factores de ajuste: ( - ) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 850 vph

Puntos de giro: $W_A$ = 6.40 m
T = 15%
VD = [illegible]
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.09

G/C = 0.43

Porciento total de tiempo requerido para las Fases 1 y 2 con la Alternativa B

SOLUCION, PROBLEMA 5 (Cont.)

Alternativa C

Fase 1 - SUR - Izq. - Der. y De Frente

La G/C mínima requerida por la vuelta izquierda es 0.25 como se determinó en el análisis de la Alternativa B.

Fase 3 - NTE. - Izq. - Derecha y De frente.

La relación G/C mínima quedará fijada por los requerimientos de vuelta izquierda.

Use el nomograma 18-A

Volumen de Servicio = 180 vph

Puntos de giro: T = 15%
$W_A$ = 3.35 m.

G/C = 0.22

Fase 2 - SUR - Derecha y De frente

La G/C total NORTE requerido para acomodar los volúmenes de frente y la vuelta derecha es 0.43 como se determinó en la Alternativa B del análisis.

Dado que 0.25 se proporciona en la Fase 1, solo resta por dar 0.18 en la fase 2.

Fase 2 - NTE. - Derecha y De frente.

La G/C total SUR requerida para acomodar los volúmenes de frente y vuelta derecha se determina como sigue:

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 750 vph

Factores de Ajuste: (÷) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 750 vph.

Puntos de Giro: $W_A$ = 6.40 m.
T = 15%
VD = 7%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.09

G/C = 0.38

Dado que 0.22 se proporciona en la Fase 3 solo resta por dar 0.16 en la Fase 2.

La G/C de 0.18 para derecha y de frente controla para la Fase 2 y el porciento total de tiempo requerido para las Fases 1, 2 y 3 con la Alternativa C = 25% + 18% + 22% = 65%

## SOLUCION, PROBLEMA 5 (Cont.)

### Resumen de Requerimientos de G/C

| | Alternativa A | Alternativa B | Alternativa C |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | 0.38 | 0.25 | 0.25 |
| Fase 2 | 0.33 | 0.43 | 0.18 |
| Fase 3 | c | c | 0.22 |
| Fase 4 | - | - | c |
| Ambares | $A^s$ | $A^s$ | $A^s$ |
| Total | 0.71 + c + A's | 0.68 + c + A's | 0.65 + c + A's |

## SOLUCION, PROBLEMA 6

### Solución Gráfica

1) Nuevo ancho de Broadway

Método: Determine G/C para Maple la cual a su vez fijará la G/C para Broadway y la anchura del pavimento.

**Maple: NORTE a Nivel de Servicio C - Capacidad de diseño**

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 605 vph

Factores de ajuste: (÷)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.93 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 650 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| $W_A$ | = | 6.70 m. |
| T | = | 23% |
| VD | = | 7% |
| VI | = | 5% |
| PAM - FHMD | = | 1.15 |

G/C del nomograma 4 = 0.34

**Maple: SUR a Nivel de Servicio C**

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 497 vph

Factores de ajuste: (÷)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 0.93 |
| N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 535 vph

Puntos de Giro:

| | | |
|---|---|---|
| $W_A$ | = | 5.80 m. |
| T | = | 23% |
| VD | = | 13% |
| VI | = | 12% |
| PAM-FHMD | = | 1.15 |

G/C del nomograma 4 = 0.36

SOLUCION, PROBLEMA 6 (Cont.)

Solución Gráfica (Cont.)

Maple: NORTE salida al Nivel de Servicio C

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 532 vph

Factores de ajuste: (x) B = 1.00
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 4 = 532 vph

Puntos de giro: $W_A$ = 5.80 m.
T = 27% *
VD = 0%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.15

G/C sacado del nomograma 4 = 0.32

Por consiguiente: G/C crítico para la Avenida Maple = 0.36

Broadway

G/C Disponible
= 1.00 - 0.36 (Maple) - 0.12 (Ambares)
= 0.52

Use el Nomograma 6

Volumen de Servicio real = 870 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.04
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 6 = 835 vph

* NOTA: En la salida, el porcentaje de camiones debe ajustarse para incluír autobuses.

Núm. de Camiones = 0.23 x 532 = 122
Autobuses = 20
Total de vehículos pesados 142

$$T = \frac{142 \times 100}{532} = 27\%$$

## SOLUCION, PROBLEMA 6 (Cont.)

Solución Gráfica (Cont.)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | G/C | = | 0.52 |
| | PAM - FHMD | = | 1.16 |
| | VI | = | 3% |
| | VD | = | 8% |
| | T | = | 12% |

Anchura de la calle, del nomograma = 6.70 m.

2) El volumen de servicio para la calle Broadway ampliada, a Niveles de Servicio C y E.

Volumen de Servicio a Nivel de Servicio C = 870 vph

Volumen de Servicio a Nivel de Servicio E

Factor de ajuste: (x) N.S. = 1.16

Volumen de Servicio real = 1010 vph

## SOLUCION, PROBLEMA 7

Solución Gráfica

1) Primera Avenida -- Nivel de Servicio C

Use el nomograma 4

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | $W_A$ | = | 5.50 m. |
| | T | = | 10% |
| | VD | = | 10% |
| | VI | = | 2% |
| PAM - | FHMD | = | 1.05 |
| | G/C | = | 0.67 |

Volumen de Servicio del nomograma 4 = 1100 vph

| | | | |
|---|---|---|---|
| Factores de ajuste: (x) | B | = | 1.00 |
| | N.S. | = | 1.00 |

Volumen de Servicio real = 1100 vph

2) Calle Principal -- Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 6

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | WA | = | 7.60 m |
| | T | = | 10% |
| | VD | = | 10% |
| | VI | = | 20% |
| PAM - | FHMD | = | 1.02 |
| | G/C | = | 0.23 |

Volumen de Servicio del Nomograma 6 = 320 vph.

Factores de ajuste: (x)

| | | |
|---|---|---|
| B | = | 1.25 |
| N.S. | = | 1.19 |

Volumen de Servicio real = 475 vph

## SOLUCION, PROBLEMA 8

### Solución Gráfica

1) Anchura propuesta para el Nivel de Servicio C

Método: Determinar el tiempo de verde requerido para manejar el volumen de Georgia. El tiempo restante será usado para la Calle Tercera.

1-a) Georgia - NORTE acceso crítico al Nivel de Servicio C

Use el Nomograma 4

Volumen de Servicio real = 618 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 0.91
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio por aplicar al Nomograma 4 = 680 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| $W_A$ | = | 5.50 m. |
| T | = | 21% |
| VD | = | 16% |
| VI | = | 6% |
| PAM - FHMD | = | 1.05 |

G/C sacada de nomograma 4 = 0.49

1-b) Calle Tercera - ORIENTE acceso crítico al Nivel de Servicio C

G/C disponible
= 1.00 - 0.49 (Georgia) - 0.10 (Ambares)
= 0.41

Suponga un ancho en el rango de 6.40-8.80 m.

Use el Nomograma 6.

Volumen de Servicio real = 800 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.22
N.S. = 1.00

Volumen de Servicio por aplicar al Nomograma 6 = 655 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| G/C | = | 0.41 |
| PAM-FHMD | = | 1.04 |
| VI | = | 8% |
| VD | = | 17% |
| T | = | 13% |

Anchura determinada del Nomograma 6 = 7.90 m.

Anchura total: 18.30 m.

2) Porciento de tiempo del semáforo asignado a Georgia después de la ampliación.

A Georgia le corresponde el 49% del tiempo de verde después de la ampliación.

## SOLUCION, PROBLEMA 9

Solución Gráfica

1) Anchura de la calle Charles si esta va a alojar 950 vph

Método: Determine el G/C necesario para acomodar el volumen de proyecto en la Quinta Avenida. El G/C restante (menos el ámbar) para la calle Charles puede aplicarse al nomograma para determinar la anchura requerida.

1-a) Quinta Avenida

Use el Nomograma 9 - Nivel de Servicio C

Volumen de Servicio real = 1300 vph

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 9

= 1300 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| $W_A$ | = | 11.00 m. |
| T | = | 10% |
| VD | = | 10% |
| VI | = | 10% |
| PAM - FHMD | = | 1.00 |

G/C sacado del Nomograma 9 = 0.38

1-b) Calle Charles

G/C disponible

= 1.00 - 0.38 (Quinta Ave.) - 0.10 (Ambares)

= 0.53

Volumen de Servicio real = 950 vph

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al nomograma 4 = 950 vph

Puntos de giro:

| | | |
|---|---|---|
| G/C | = | 0.53 |
| PAM - FHMD | = | 1.00 |
| VI | = | 10% * |
| VD | = | 0% * |
| T | = | 10% |

Anchura del acceso del Nomograma 4

$W_A$ = 6.70 m.

Anchura Total:

13.40 - 14.60 m.

2) Volumen de Servicio al Nivel de Servicio E

2-a) Quinta Avenida

V.S. real (Nivel C = 1300 vph

N.S. = 1.24

V.S. real (Nivel E) = 1495 vph

2-b) Calle Charles

V.S. real (Nivel C) = 950 vph

N.S. = 1.25

V.S. real (Nivel E) = 1190 vph

---

* Solo puede darse vuelta en una dirección en calles de 1 sentido, Escoja VI = 10%, VD = 0% como valores más críticos.

## SOLUCION, PROBLEMA 10

Solución Gráfica

1) Reparto óptimo del semáforo

Método: Determine el tiempo de verde requerido para cada calle al Nivel de Servicio C con los volúmenes horarios máximos.

1-a) Calle Halsted el NORTE es el acceso crítico

Use el Nomograma 4

Volumen de Servicio real = 548 vph

Factores de ajuste: B = 1.00
(÷) N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 4 = 548 vph

Puntos de giro: T = 30%
VD = 6%
VI = 0%
PAM-FHMD = 1.14

G/C del Nomograma 4 = 0.35

G = 0.35(60) = 21 segundos

1-b) Avenida Chicago el PTE. es el acceso crítico.

Use el Nomograma 6

Volumen de Servicio real = 962 vph

Factores de Ajuste: B = 1.14
(÷) N.S. = 1.00

Volumen de Servicio aplicado al Nomograma 6 = 845 vph

Puntos de giro: T = 20%
VD = 30%
VI = 0%
PAM - FHMD = 1.14

G/C determinado del Nomograma 6=0.61

G = 0.61(60) = 36 segundos

Tiempo total requerido para el volumen de proyecto G + A

Halsted = 24 segundos
Chicago = 39 segundos
63 segundos

Disminuya cada uno proporcionalmente a las relaciones de volumen:

Halsted 3 (548/1510) = 1 segundo
24 - 1 = 23 segundos
Chicago 3 (962/1510) = 2 segundos
39 - 2 = 37 segundos

Reparto óptimo:

Halsted 23/60 = 38%
Chicago 37/60 = 62%

## SOLUCION, PROBLEMA 10 (Cont.)

Solución Gráfica (Cont.)

2) Eficiencia de la intersección a Nivel de Servicio E

2-a) Halsted - acceso NORTE a Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 4

Factor de ajuste por Nivel de Servicio:

N.S. = 1.25

Eficiencia: 1.0/1.25 = 80%

2-b) Chicago - acceso PTE. a Nivel de Servicio E

Use el Nomograma 6

Factor de ajuste por Nivel de Servicio:

N.S. = 1.17

Eficiencia: 1.0/1.17 = 85%

Al Nivel de Servicio E, la intersección opera de 80% a 85% aproximadamente de su capacidad.

## SOLUCION, PROBLEMA 11

SOLUCION, PROBLEMA 4

1. Determine la G/C requerida para la Avenida Linwood (Movimiento de frente y a la derecha)

Solución Gráfica

Use el Nomograma 4

Use el nomograma 4

Volumen de Servicio real = 750 vph

Iguale el volumen de 650 a la capacidad de diseño (Nivel de Servicio C)

(÷) B = 1.00

Volumen de Servicio real = 650 vph

Volumen de Servicio para el Nomograma = 750 vph

Factores de ajuste: (÷) B = 1.00

Puntos de giro: $W_A$ = 22.00

T = 10

El volumen de servicio por aplicar al nomograma 420 es 650 vph.

VD = 20

VI = 0

Puntos de giro: PAM - FHMD = 1.00

PAM - FHMD = 1.00

G/C del Nomograma 4 = 0.38 VI = 10%

VD = 15%

T = 10%

1-a) Con un ciclo de 70 segundos y G/C = 0.38, determine el volumen de vuelta izquierda que puede alojarse sin una indicación especial del semáforo.

Anchura del acceso $W_A$ 5.50 m.; por consiguiente la anchura total de la calle = 11,00 m.

(i) Use el Nomograma 17-A

Use 12.20, 12.80 ó 13.40 m.

$V_o$ = 600

T ($T_o$ & $T_3$) = 10%

G/C = 0.38

VS ($C_{D3}$) = 0 (Valor del Nomograma)

(ii) Use el Nomograma 17-B

C = 70 seg.

VS ($C_{D3}$) = 82 vph

Volumen de Demanda = 150 vph No adecuado

1-a) Determine G/C para una fase de vuelta izq. separada.

(iii) Use el Nomograma 18-A

VS ($C_{D3}$) = 150

T ($T_3$) = 10%

$W_A$ = 3.35 m.

G/C Requerido = 0.17 *

*NOTA: Si la vuelta izquierda se permite también en verde, 150 + 82 = 232 vph. pueden ser alojados en la fase de vuelta izquierda

SOLUCION, PROBLEMA 11 (Cont.)

1 - b) Verifique la G/C total requerida

| | | | |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | Izquierda en Lindwood | = | 0.17 |
| Fase 2 | De frente y Derecha en Lindwood | = | 0.38 |
| Fase 3 | Calle Ocho | = | 0.30 |
| | Ambares (3 x 0.05) | = | 0.15 |
| | TOTAL G/C | = | 1.00 |

La G/C total es igual a 1.00 y la intersección operará a Nivel de Servicio C (capacidad de diseño), con una operación de tres fases.

2.- Longitud del carril de vuelta izquierda

| | | |
|---|---|---|
| VS ( $V_3$ ) | = | 150 vph |
| C | = | 70 seg. |
| T ( $T_3$ ) | = | 10% |
| Longitud | = | 38 m. mínima<br>50 m. deseable |

## SOLUCION PROBLEMA 12

Son posibles tres esquemas alternos de fases (Vea el Resumen de Fases y los requerimientos de G/C)

1.- Alternativa A (operación con 2 fases)

1-a) G/C requerido para el acceso NTE.- Todos los movimientos

| | | |
|---|---|---|
| Volumen de Servicio real | = | 400 |
| B | = | 1.00 |
| Volumen de Servicio del Nomograma | = | 400 |

Use el Nomograma 4

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | $W_A$ | = | 6.70 m. |
| | T | = | 10% |
| | VD | = | 12% |
| | VI | = | 2.5% |
| | PAM - FHMD | = | 1.00 |

G/C Requerido = 0.21

1-b) G/C Requerido para el acceso SUR De frente y Derecha

| | | |
|---|---|---|
| Volumen de Servicio real | = | 850 vph |
| B | = | 1.00 |
| Volumen de Servicio del Nomograma | = | 850 vph |

Use el Nomograma 4

| | | | |
|---|---|---|---|
| Puntos de giro: | $W_A$ | = | 6.70 m. |
| | T | = | 10% |
| | VD | = | 30% |
| | VI | = | 0% |
| | PAM - FHMD | = | 1.00 |

G/C Requerido = 0.47

SOLUCION, PROBLEMA 12 (Cont.)

1-c) G/C Requerido para el acceso SUR Vuelta Izq. (Sin fase separada)

Use el Nomograma 17-A

| | | |
|---|---|---|
| $V_o$ | = | 350 |
| T ($T_o$ & $T_3$) | = | 10% |
| VS ($C_{D3}$) | = | 240 |

G/C Requerido = 0.55

En acceso SUR la vuelta izq. determina el G/C para la fase 1

Por lo tanto G/C Total

| | | | |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | N & S | = | 0.55 |
| Fase 2 | O & P | = | 0.33 |
| Ambares | (2 x 0.05) | = | 0.10 |
| | TOTAL | | 0.98 |

El plan es adecuado, pero crea conflictos de vuelta izquierda.

2. Alternativa B (Divida la operación en dos fases; verde adelantado)

2-a) G/C para el acceso SUR vuelta izq. (sin movimiento opuesto) (Fase 1)

Use el nomograma 18-A

| | | |
|---|---|---|
| VS ($C_{D3}$) | = | 240 vph |
| T ($T_3$) | = | 10% |
| $W_A$ | = | 3.35 m. |

G/C Requerido = 0.27

2-b) G/C para el acceso SUR De Frente y Derecha (Fases 1 y 2)

G/C = 0.47 (De la Alternativa A, parte 1-b)

G/C de 0.27 proporcionado durante la Fase 1
G/C de 0.05 proporcionado durante el despeje de la Fase 1
0.32
G/C = 0.47 - 0.32 = 0.15 requerido durante la Fase 2.

2-c) G/C para el acceso SUR - Todos los movimientos (Fase 2)

G/C = 0.21 (De la Alternativa A parte 1-a)
Correcto - manejará la porción restante de G/C (0.15) requerido para los movimientos NTE. De Frente y Derecha

Por consiguiente la G/C total para la Alternativa B

| | | | |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | G/C NTE. - Izq. | = | 0.27 * |
| Fase 2 | G/C NTE. y SUR | = | 0.21 * |
| Fase 3 | G/C Calle Transv. | = | 0.33 |
| Ambares (3 x .05) | | = | 0.15 |
| | TOTAL | | 0.96 * |

La programación es adecuada y minimiza los conflictos de vuelta izquierda.

3. Alternativa C (Operación con 3 Fases)

3-a) G/C requerido para los movimientos del acceso SUR.

G/C = 0.47 De Frente y Derecha (Alternativa A parte 1-b)
G/C = 0.27 Izquierda (Alternativa B parte 2-a)

El G/C de 0.47 para accesos SUR, de Frente y Derecha es valor crítico.

3-b) El G/C requerido para los movimientos del acceso NTE. (Fase 2)

G/C = 0.21 (de la Alternativa A parte 2-c)

Total G/C requerido

| | | | |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | SUR | = | 0.47 |
| Fase 2 | NTE. | = | 0.21 |
| Fase 3 | OTE. y PTE. | = | 0.33 |
| Ambares (3 x .05) | | = | 0.15 |
| | | | 1.16 |

No operaría a Nivel de Servicio C.

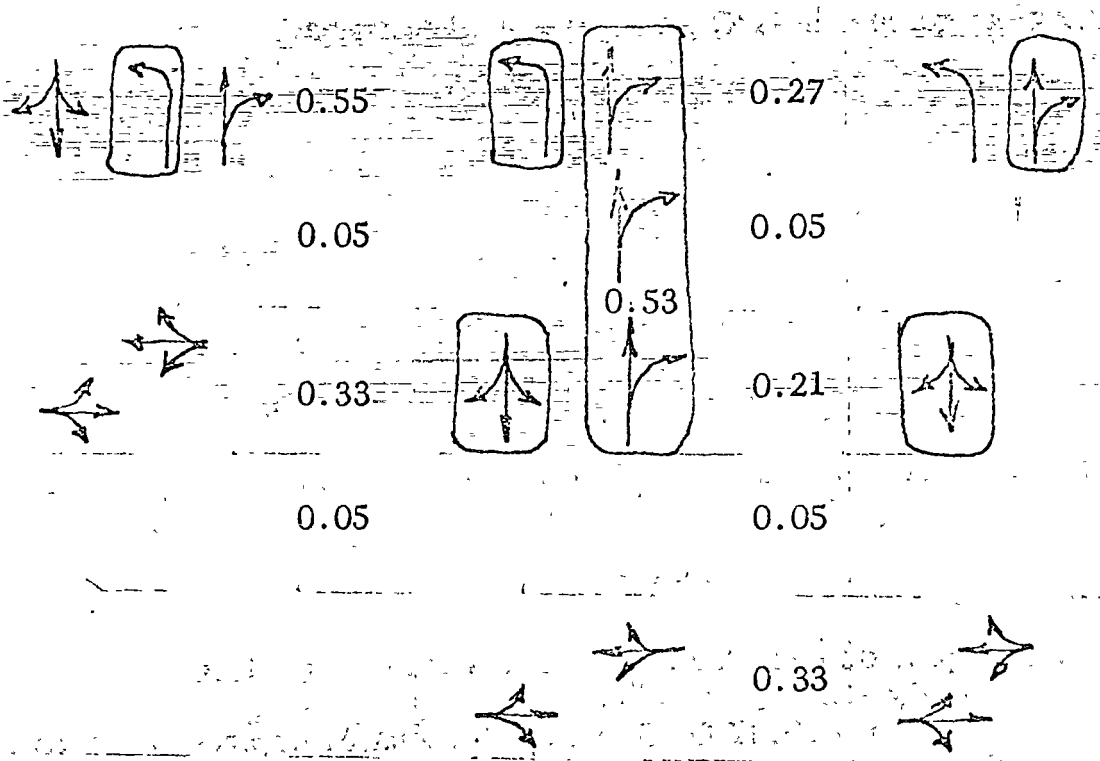
La Alternativa B se recomienda como el mejor plan.

* NOTA: Si la Fase 1 de vuelta izq. se permite que continue durante el período de ambar y durante la Fase 2 (opuesta), G/C puede ser reducido en 6% con lo que quedaría un total de 0.90

## SOLUCION, PROBLEMA 12 (Cont.)

### Resumen de Fases y requerimientos de G/C

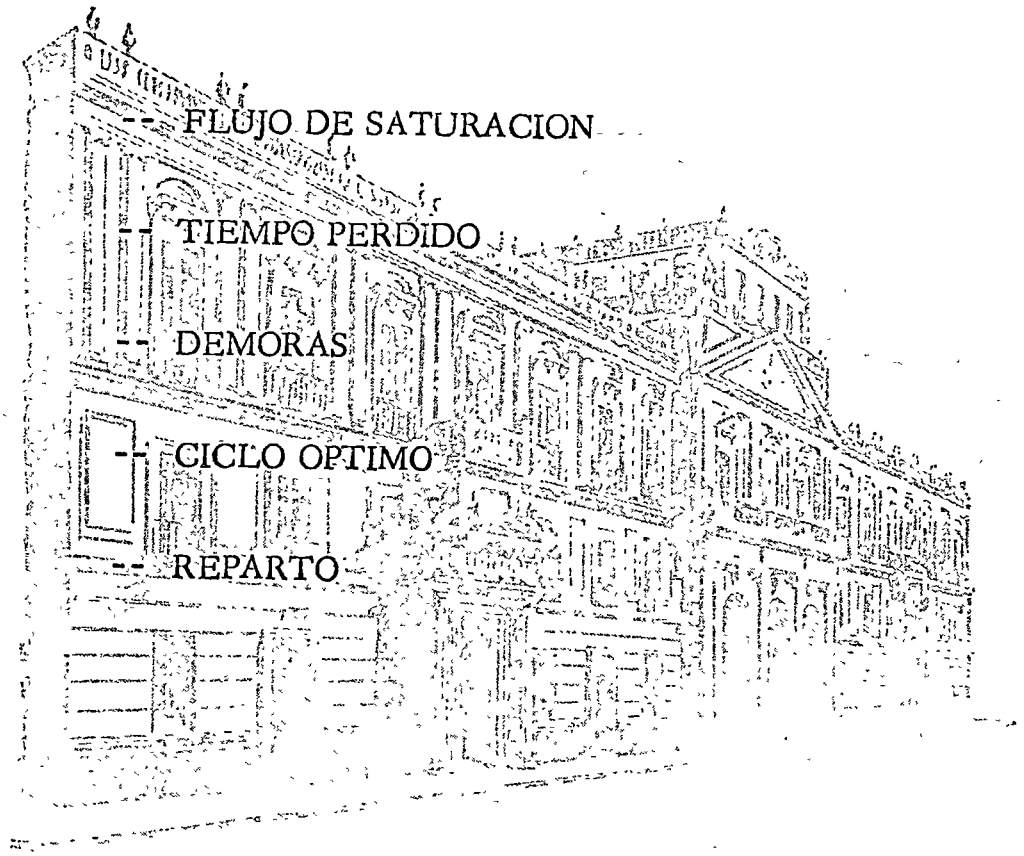
| | Alternativa A | Alternativa B | Alternativa C |
|---|---|---|---|
| Fase 1 | 0.55 | 0.27 | 0.47 |
| A | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Fase 2 | 0.33 | 0.21 | 0.21 |
| A | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| Fase 3 | | 0.33 | 0.33 |
| A | | 0.05 | 0.05 |
| Total | 0.98 | 0.96 | 1.16 |



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

# CAPACIDAD VIAL

METODO DE WEBSTER PARA DETERMINAR:



- FLUJO DE SATURACION
- TIEMPO PERDIDO
- DEMORAS
- CICLO OPTIMO
- REPARTO

TRAFFIC SIGNALS.
Road Research Technical Paper Núm. 56
Road Research Laboratory, London; 1966.

Traducción al español por
Ing. Luis Domínguez Pommerencke.

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

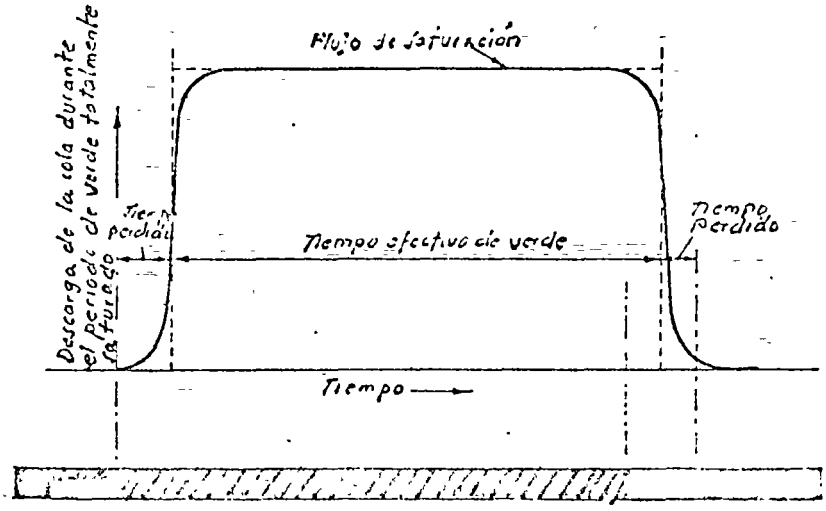



Fig. 1.- Variación en el tiempo de la descarga de la cola en el período de verde totalmente saturado.

CAPACIDAD (*)

La cantidad de tránsito que puede pasar a través de una intersección controlada con semáforos, desde un acceso dado, depende del tiempo de verde disponible para el tránsito y del máximo flujo de vehículos que pasan la línea de parada durante el período de verde.

Flujo de Saturación.

Cuando el período de verde comienza, les toma cierto tiempo a los vehículos para arrancar y acelerar a la velocidad de marcha normal, sin embargo, después de algunos segundos la cola es desalojada a un ritmo más o menos constante, llamado flujo de saturación. Ver figura 1

El flujo de saturación es aquel flujo que se obtendría si hubiera una cola de vehículos constante y se diera 100% de tiempo de verde. Se expresa generalmente en vehículos por hora de luz verde. Se puede ver en la figura 1 que el flujo promedio es menor durante los primeros segundos (cuando los vehículos están acelerando para alcanzar la velocidad normal) y durante el período de ámbar (dado que algunos vehículos deciden pasar y otros seguir adelante). Es conveniente reemplazar los períodos de verde y de ámbar por un período de "verde efectivo" en el que se supone que el flujo se mueve al ritmo de saturación, y un tiempo "perdido" durante el cual no hay flujo. Este es un concepto útil porque la capacidad es entonces directamente proporcional al tiempo efectivo de verde. En términos gráficos ésto significa substituír la curva de la figura 1 por un rectángulo de área igual, donde la altura del rectángulo es igual al flujo de saturación promedio. A la base del rectángulo se le llama tiempo efectivo de verde y la di-

(*) Traffic Signals; Road Research Laboratory; Technical Paper Núm. 56; London, 1966.

Efecto de la anchura del acceso.- El flujo de saturación expresado en términos de vehículos ligeros por hora sin tránsito que de vuelta y sin vehículos estacionados está dado por

$$s = 525\,w \quad v.l./h. \qquad (3)$$

en donde w es la anchura del acceso del camino en metros (medido de la guarnición al límite del refugio de peatones o de la raya central, cualesquiera que esté más cerca, o al límite del camellón central en caso de un camino dividido). Este resultado es aplicable a anchuras de accesos entre 5.50 m y 18.30 m (la máxima anchura probada). Para anchuras entre 3.00 m y 5.20 m el flujo de saturación acusa cierta variación (ver figura 2)

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| w = | 3.05 | 3.35 | 3.70 | 4.00 | 4.30 | 4.60 | 4.90 | 5.20 | |
| s = | 1850 | 1875 | 1900 | 1950 | 2075 | 2250 | 2475 | 2700 | v.l./h |

Se supone que la anchura es constante en, por lo menos, la longitud del acceso (definido como la longitud que alojará la cola de vehículos que alcanza a pasar la intersección, justamente durante el período de verde totalmente saturado).

Se encontró que el flujo de saturación era menor que los valores dados más arriba en cerca de 6 porciento durante los períodos fuera de los máximos; ésto pudo haber sido porque los conductores se veían menos apurados en ese momento. Las reglas señaladas antes se consideran suficientemente precisas para propósitos prácticos tanto en períodos máximos como fuera de los máximos.

Efecto de las pendientes.- Por cada 1 porciento de pendiente ascendente se encontró que el flujo de saturación disminuía en 3 porciento. La pendiente se de-

ferencia entre este y los tiempos de verde y ámbar combinados es tiempo perdido.

Si $G$ = períodos de verde y ámbar combinados (segundos

$g$ = tiempo efectivo de verde (segundos)

$c$ = tiempo de ciclo (segundos)

$\ell$ = tiempo perdido (segundos)

y $s$ = flujo de saturación (vehículos por hora)

$$\text{Capacidad} = \frac{g}{c}\, s \text{ vehículos por hora} \qquad (1)$$

$$\text{en donde } g = G - \ell \text{ segundos} \qquad (2)$$

El flujo de saturación y el tiempo perdido pueden medirse directamente en el camino.

Estimación del flujo de saturación.

El flujo de saturación depende de la forma de la intersección (especialmente la anchura del acceso), el número de vehículos que dan vuelta a la izquierda, vehículos de carga, la presencia de un vehículo estacionado y muchos factores de orden menor. Se hicieron investigaciones en cerca de 100 cruceros controlados por semáforos principalmente en el área de Londres incluyendo algunos de otras ciudades grandes.

Para suplir las observaciones del tránsito real en el camino y extender el rango de algunas de las variables, se llevaron a cabo experimentos de tránsito bajo condiciones "controladas" fuera del camino, en una pista de prueba.

finió como la inclinación promedio entre la raya de parada y un punto en el acceso situado 60 metros antes de la raya. Los resultados se basaron en pendientes que no excedían 10 porciento de subida y 5 porciento de bajada y en lugares donde ésta continuaba a través de la intersección.

Efecto de la composición del tránsito.- El efecto de los diferentes tipos de vehículos sobre el flujo de saturación en los semáforos está dado por los siguientes equivalentes en vehículos ligeros:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 vehículo pesado de carga, mediano | = | 1 3/4 | v.l. |
| 1 autobús | = | 2 1/4 | v.l. |
| 1 camión con remolque | = | 2 1/2 | v.l. |
| 1 vehículo ligero (automóvil o camioneta) | = | 1 | v.l. |
| 1 motocicleta | = | 1/3 | v.l. |
| 1 bicicleta | = | 1/5 | v.l. |

Se encontró que las equivalencias en vehículos ligeros eran las mismas en accesos con pendientes que en accesos a nivel (dentro de las limitaciones dadas en la sección anterior).

Efecto del tránsito que dá vuelta a la izquierda.- Si los movimientos de vuelta a la izquierda en las direcciones opuestas ocasionan que la intersección se obstruya, entonces la capacidad de la intersección no puede ser determinada fácilmente.

Bajo condiciones en que no exista obstrucción los efectos del tránsito que dá vuelta a la izquierda dependen de si el tránsito conflictivo se mueve o nó durante la misma fase o si al tránsito que dá vuelta a la izquierda se le proporcionan

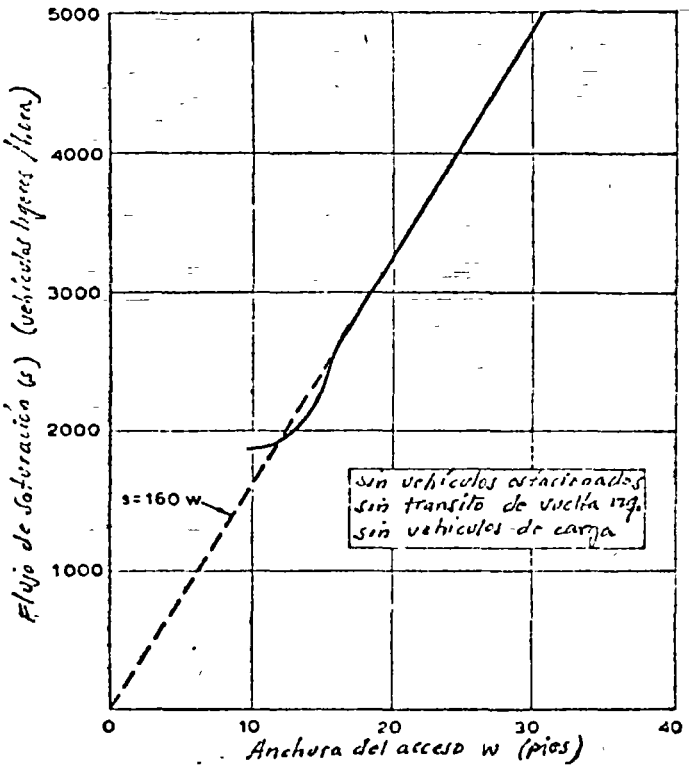



Fig. 2.- Efecto de la anchura en el flujo de saturación.

El tercer efecto es más complicado. Los que dan vuelta a la izquierda pueden pasar a través de espaciamientos adecuados en la corriente opuesta. Las observaciones indican que un espaciamiento ($\alpha$) de 5 ó 6 segundos, es típico. La figura 3 ha sido elaborada de resultados teóricos para dos situaciones (1) cuando el flujo en sentido opuesto circula en un solo carril y se supone $\alpha = 5$ segundos y (2) cuando el flujo opuesto va en dos o más carriles y se supone $\alpha = 6$ segundos. La gráfica muestra, para un flujo opuesto dado, el flujo de saturación efectivo de vuelta izquierda, v. g. el flujo teórico máximo de los vehículos que dan vuelta izquierda ($S_i$) pasando a través de espacios libres en el flujo opuesto, suponiendo que este último se mueve continuamente. Para convertir $S_i$ al máximo número de vehículos que dan vuelta izquierda por ciclo ($n_i$) que aprovechan los espaciamientos en la corriente opuesta, puede usarse la siguiente ecuación

$$n_i = S_i \left( \frac{gs - qc}{s - q} \right) \qquad \text{--------} \qquad (6)$$

donde q y s son los valores del flujo y del flujo de saturación para el acceso opuesto y g y c son los tiempos de verde y de ciclo respectivamente. Si g y c están en segundos $S_i$ debe expresarse en vehículos por segundo antes de substituírlos en la ecuación (9)

La diferencia entre el número promedio de vehículos dando vuelta izquierda por ciclo y $n_i$ da el número promedio esperando al final del período de verde ($n_w$). La descarga de estos vehículos es de aproximadamente uno cada 2 1/2 segundos. Si se supone que el primero de los vehículos esperando para dar vuelta izquierda cruza un punto en el eje de la intersección justo cuando el semáforo cambia a rojo (3 segundos después de que empiece el período entre verdes) en--

carriles exclusivos. Existen cuatro posibilidades.

(i) Sin tránsito opuesto y sin carriles exclusivos de vuelta derecha. Se puede obtener una cifra global del flujo de saturación para el acceso (sin considerar movimientos de vuelta) usando las reglas dadas anteriormente.

(ii) Sin tránsito opuesto, con carriles exclusivos de vuelta izquierda. El flujo de saturación de la corriente de vuelta izquierda debe obtenerse separadamente. Se ha encontrado que el flujo de saturación (s) de una corriente dando vuelta en angulo recto depende del radio de curvatura (r) y está dado por:

$$s = \frac{1800}{1+1.5/r} \text{ v.l./h para corrientes con una fila de vehículos} \quad (4)$$

$$s = \frac{3000}{1+1.5/r} \text{ v.l./h para corrientes con dos filas de vehículos} \quad (5)$$

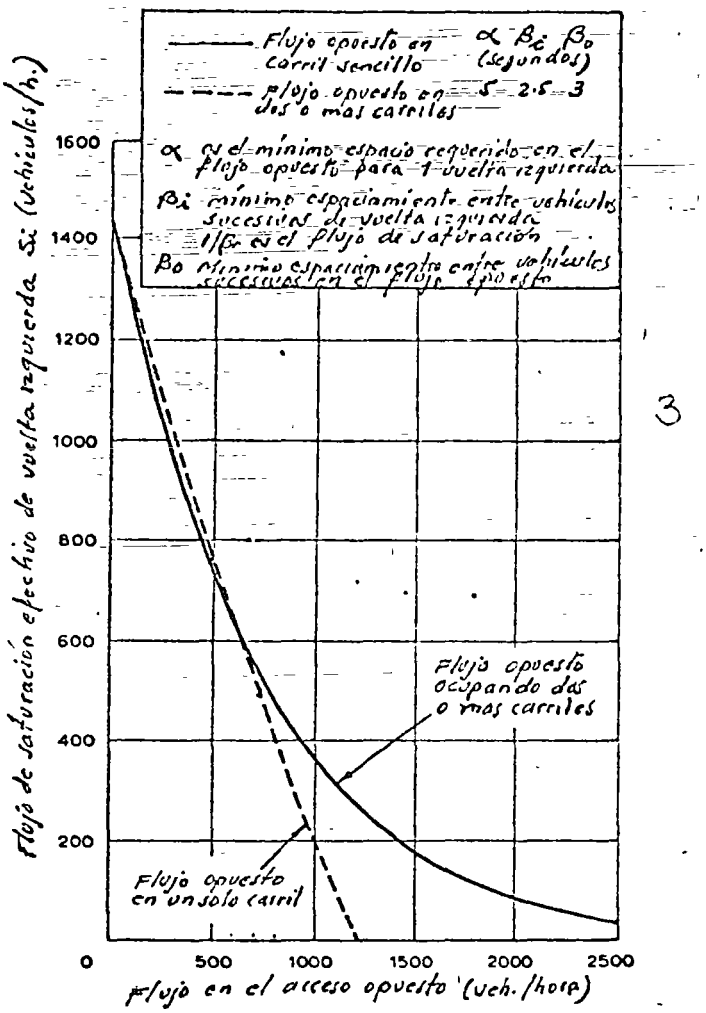
(iii) Con tránsito opuesto, sin carriles exclusivos de vuelta izquierda. El efecto sobre los vehículos que dan vuelta a la izquierda, en estas circunstancias, es de tres clases. Primero, debido al tránsito opuesto, aquellos sufren demoras y como consecuencia provocan demoras a otros vehículos (los que no dan vuelta izquierda) en la misma corriente; segundo, su presencia tiende a inhibir el uso del carril izquierdo, a los vehículos que siguen de frente, por el riesgo que hay de ser demorados; y tercero, a aquellos vehículos girando a la izquierda, que permanecen en la intersección al final del período de verde, les toma cierto tiempo despejar la intersección y pueden demorar el arranque de la fase transversal.

Los primeros dos efectos pueden tomarse en cuenta suponiendo que, en promedio, cada vehículo que da vuelta a la izquierda es equivalente a 1 3/4 vehículos que siguen de frente.

tonces, el segundo alcanza este punto 2 1/2 segundos después, el tercero 5 segundos más tarde y así sucesivamente (ver figura 4). Para que no haya desperdicio de tiempo entre los vehículos de vuelta izquierda despejando la intersección y el tránsito transversal debe llegar a este punto 2 1/2 segundos, justamente después del último que dió vuelta izquierda. Si se supone que el primer vehículo de la fase transversal requiera alrededor de 3 segundos, desde el inicio de su propio período de verde para acelerar y alcanzar este punto (llegando 3 segundos después del final del período entre verdes) entonces, despreciando variaciones en el número de vehículos dando vuelta a la izquierda, no habría desperdicio de tiempo si el período entre verdes fuera 2 1/2 $n_W$ segundos. Si I, el período entre verdes, es menor que 2 1/2 $n_W$, la diferencia da una estimación gruesa de la demora adicional para el inicio del tránsito transversal. Con número al azar de vehículos de vuelta derecha arribando por ciclo, el efecto total de demora en el arranque del tránsito transversal será mayor que si se supusiera que arriban de manera uniforme por ciclo. Sin embargo para la mayoría de los propósitos es probablemente innecesario tomar ésto en cuenta.

(iv) Tránsito opuesto, carriles exclusivos de vuelta izquierda. No debe haber demora para el tránsito que sigue de frente si usan el mismo acceso que los vehículos que dan vuelta, sin embargo, habrá cierto efecto en la fase transversal y éste, debe calcularse como se explicó en el punto (iii).

Efecto del tránsito que da vuelta a la derecha.- El efecto de los que dan vuelta derecha en el flujo de saturación depende de lo agudo del ángulo de vuelta y del flujo de peatones. Las reglas respecto al efecto de curvatura, dadas en la sección previa para el tránsito de vuelta izquierda, pueden ser aplicadas, igualmen-




3

Fig. 3.- Estimación del flujo de saturación efectivo de vuelta izquierda ($S_i$) para usarse con la ecuación ( )

te, a corrientes de vuelta derecha bien definidas. Cuando, un número pequeño de vehículos que van a dar vuelta derecha están mezclados con vehículos que van a seguir de frente, es innecesario hacer una corrección para ellos ya que las relaciones del flujo de saturación generales, dadas al principio incluyen los efectos del tránsito de vuelta derecha (constituyendo alrededor de 10 porciento del tránsito total), presente cuando los estudios fueron realizados. Si los que dan vuelta derecha son más del 10 porciento del tránsito, se puede hacer una corrección para el exceso sobre 10% suponiendo que cada vehículo que da vuelta derecha es equivalente a 1 1/4 vehículos de frente.

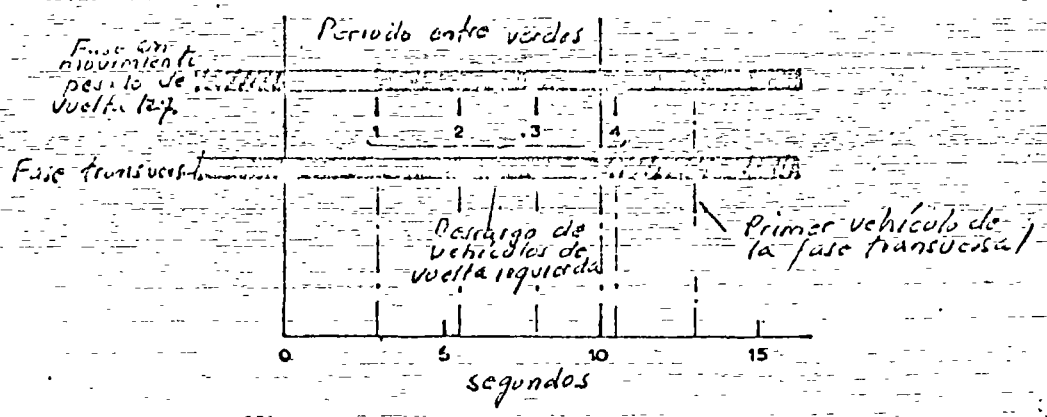
Efecto de los peatones.- El efecto del flujo de peatones no ha sido determinado con precisión y probablemente depende, en gran medida, de las condiciones particulares del lugar. Se sugiere para flujos promedio de peatones, no se hagan correcciones, ya que los peatones estaban presentes cuando se hicieron los estudios originales, sin embargo para flujos de peatones excesivamente altos debe tomarse en cuenta el efecto que el lugar, de acuerdo con las reglas dadas más adelante en "Efecto de las características del lugar".

Efecto de un vehículo estacionado.- Se ha encontrado que la reducción en el flujo de saturación causada por vehículos estacionados cerca de la línea de parada en un acceso en particular es equivalente a una pérdida de anchura de acceso en la línea de parada, y

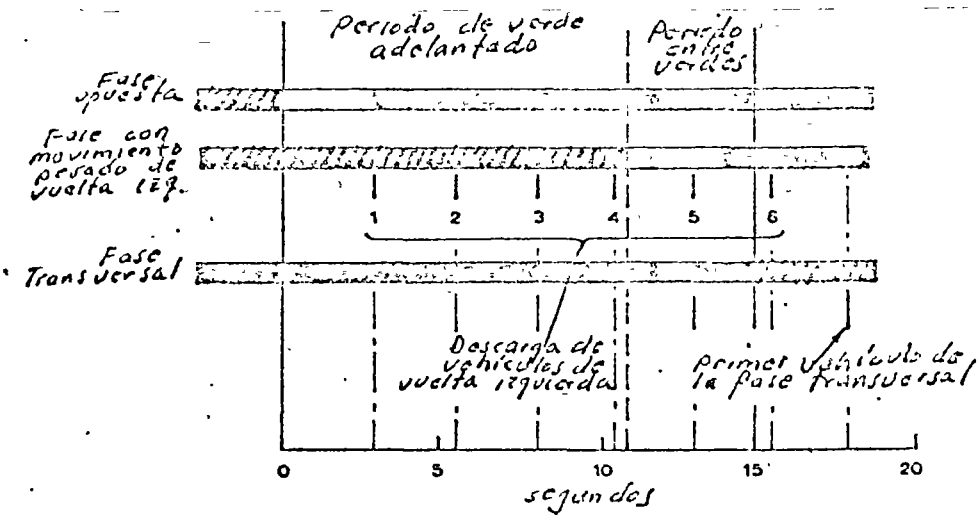
Pérdida efectiva de anchura

$$= 1.68 - \frac{0.9\ (z - 7.62)}{k} \qquad (7)$$

donde z ( $\geq$ 7.62 m ) es la distancia libre del vehículo estacionado, más cercano,




(a) Durante el período entre verdes




(b) Durante el período de verde adelantado

Fig. 4.- Ejemplos de tiempos de descarga de vehículos de vuelta izquierda durante (a) período entre verdes (b) período de verde adelantado.

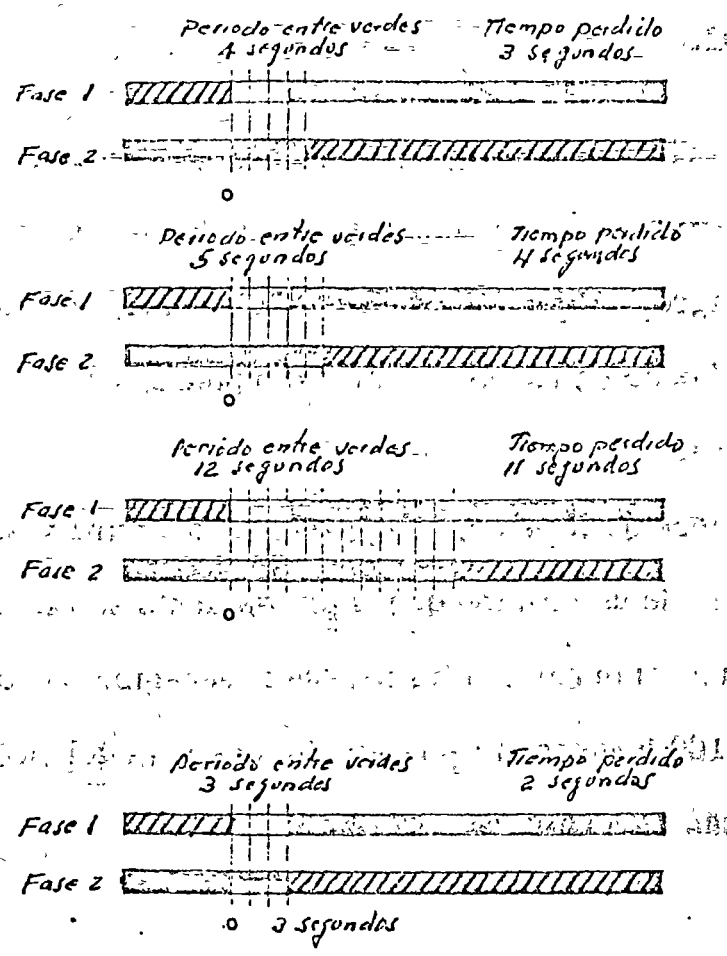



Fig. 5.- Ejemplos de períodos entre verdes en una intersección de 2 fases

desde la raya de parada (m)* y k es el tiempo de verde (segundos). Si la expresión llega a ser negativa la pérdida efectiva debe considerarse cero. La pérdida efectiva debe incrementarse en 50 porciento para vehículos más grandes que un automóvil.

Efecto de las características del lugar. Muchos otros factores afectan la saturación de flujo, pero en grado mucho menor que los que se han discutido. Estos factores se han agrupado juntos y están reflejados en el tipo de lugar. Los lugares se han clasificado en bueno, promedio o pobre, de acuerdo con la descripción dada en la Tabla 1.

Para las tres clases de lugares, los porcentajes arriba y abajo de los valores normales del flujo de saturación dados previamente se muestran en la tabla. La interpolación entre estas categorías parece razonable. Puede ser útil destacar que de cerca de 100 lugares, el porcentaje más bajo del flujo de saturación normal fué 70 y el más alto 135.

Tiempo perdido.

Los experimentos en Londres han mostrado que, en el ciclo promedio de semáforo, el tiempo perdido causado por demoras en el arranque y reducciones de flujo durante el período de ámbar, anda alrededor de 2 segundos por fase, aunque es muy variable habiéndose observado valores entre 0 y 7 segundos. El mismo valor promedio se ha encontrado para intersecciones con pendientes. Además del tiempo perdido para un acceso en particular, se pierde cierta cantidad de tiempo del ciclo debido a períodos de todo-rojo. La figura 5 muestra la

---

* Para z 7.60 m la distancia debe tomarse como 7.60 m.

Demora en intersecciones con semáforos.

Se llevaron a cabo cálculos de la demora para una diversidad de flujos, flujos de saturación y programas de tiempos del semáforo y de éstos resultados - se dedujo una fórmula para la demora promedio en cualquier acceso simple de una intersección controlada por semáforos de tiempo fijo. Se encontró que:

$$d = \frac{9}{10}\left\{\frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)}\right\} \qquad (8)$$

donde d = demora promedio por vehículo en un acceso particular

c = tiempo de ciclo

$\lambda$ = porción del ciclo que es verde efectivo, para la fase bajo conside-- ración (g/c)

q = flujo o intensidad del tránsito en un acceso particular de la inter--- sección

s = flujo de saturación (igual a 525 veces la anchura del acceso en me-- tros) en vehículos ligeros por hora

x = grado de saturación. Es la relación entre el flujo real y el flujo -- máximo que puede pasar por un acceso, a través de la intersección esta dado por $x = q/s$

la demora total para cada acceso de la intersección por unidad de tiempo es el - producto de la demora promedio por vehículo, por el flujo real.

D = (Demora promedio por vehículo) x flujo

Para estimar la demora más fácilmente la ecuación (8) puede escribirse -- como sigue:

$$d = cA + \frac{B}{q} - c \qquad (9)$$

TABLA 1

Efecto de las características del lugar en el flujo de saturación

| Designación del lugar | Descripción | Porcentaje del flujo de Saturación normal |
|---|---|---|
| Bueno | Doble sentido de circulación. Interferencia poco notable de peatones, vehículos estacionados, -- tránsito de vuelta izquierda (bien sea por su ausencia o porque hay previsiones especiales para manejarlo). Buena visibilidad y radio de giro adecuado. Salidas de anchura adecuada y alineamiento. | 120 |
| Promedio | Lugares promedio. - Algunas características de "Bueno" y "Pobre" | 100 |
| Pobre | Velocidades promedio bajas. Alguna interferencia de vehículos parados, peatones, tránsito de -- vuelta izquierda. Visibilidad pobre y/o alineamiento pobre de la intersección. Calle comercial con mucho movimiento. | 85 |

relación de los períodos entre verdes y el tiempo perdido. Por consiguiente si el período entre verdes es I segundos y las demoras por arranque más el ámbar no utilizado es l segundos de cada período de verde y ámbar combinado, entonces el tiempo perdido correspondiente a cada cambio de derecho de paso es ---------- (I-a) + $\ell$ segundos, donde a es el período de ámbar. Generalmente l = 2 segundos, el cual, con un período de ámbar de 3 segundos, da un tiempo perdido de (I-1) segundos en cada cambio de fase.

donde $A = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)}$, $B = \frac{x^2}{2(1-x)}$ y C es el tercer término.

A y B han sido tabulados (ver tablas 2 y 3) y C ha sido calculado como porcentaje de los dos primeros términos de la ecuación (9) y es dado en la tabla (4) en términos de x, $\lambda$ y M, donde M ( = q/c ) es el número promedio de vehículos arribando por ciclo.

Tiempo de Ciclo.

El ciclo de un semáforo es el tiempo total que establece la duración de la secuencia de fases para permitir el paso, al menos una vez, de todos los movimientos incompatibles, por la intersección.

Ciclo óptimo.

A través del desarrollo matemático, resultado de diferenciar la ecuación de la demora total con respecto al tiempo de ciclo, se llega a la siguiente expresión para el ciclo óptimo:

$$C_o = \frac{KL + 5}{1 + Y} \qquad (10)$$

en donde K varía entre 1.24 y 1.98 de acuerdo con el valor del flujo de saturación promedio y la relación de flujo a flujo de saturación.

La expresión general para todos los casos es

$$C_o = \frac{1.5L + 5}{1 - Y} \qquad (11)$$

en donde $C_o$ = Tiempo óptimo del ciclo; es el tiempo de ciclo que da la menor demora a todos los vehículos que utilizan la intersección.

L = Tiempo total perdido por ciclo. Es la suma de tiempos perdidos en cada fase.

*Tabla 2*

Tabulacion de $A = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)}$

| $x$ \ $\lambda$ | 0·1 | 0·2 | 0·3 | 0·35 | 0·40 | 0·45 | 0·50 | 0·55 | 0·60 | 0·65 | 0·70 | 0·80 | 0·90 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0·1 | 0·409 | 0·327 | 0·253 | 0·219 | 0·188 | 0·158 | 0·132 | 0·107 | 0·085 | 0·066 | 0·043 | 0·022 | 0·005 |
| 0·2 | 0·413 | 0·333 | 0·261 | 0·227 | 0·196 | 0·166 | 0·139 | 0·114 | 0·091 | 0·070 | 0·052 | 0·024 | 0·006 |
| 0·3 | 0·418 | 0·340 | 0·269 | 0·236 | 0·205 | 0·175 | 0·147 | 0·121 | 0·098 | 0·076 | 0·057 | 0·026 | 0·007 |
| 0·4 | 0·422 | 0·348 | 0·278 | 0·246 | 0·214 | 0·184 | 0·156 | 0·130 | 0·105 | 0·083 | 0·063 | 0·029 | 0·008 |
| 0·5 | 0·426 | 0·356 | 0·288 | 0·256 | 0·225 | 0·195 | 0·167 | 0·140 | 0·114 | 0·091 | 0·069 | 0·033 | 0·009 |
| 0·55 | 0·429 | 0·360 | 0·293 | 0·262 | 0·231 | 0·201 | 0·172 | 0·145 | 0·119 | 0·095 | 0·073 | 0·035 | 0·010 |
| 0·60 | 0·431 | 0·364 | 0·299 | 0·267 | 0·237 | 0·207 | 0·179 | 0·151 | 0·125 | 0·100 | 0·078 | 0·038 | 0·011 |
| 0·65 | 0·433 | 0·368 | 0·304 | 0·273 | 0·243 | 0·214 | 0·185 | 0·158 | 0·131 | 0·106 | 0·083 | 0·042 | 0·012 |
| 0·70 | 0·435 | 0·372 | 0·310 | 0·280 | 0·250 | 0·221 | 0·192 | 0·165 | 0·138 | 0·112 | 0·088 | 0·045 | 0·014 |
| 0·75 | 0·438 | 0·376 | 0·316 | 0·286 | 0·257 | 0·228 | 0·200 | 0·172 | 0·145 | 0·120 | 0·095 | 0·050 | 0·015 |
| 0·80 | 0·440 | 0·381 | 0·322 | 0·293 | 0·265 | 0·236 | 0·208 | 0·181 | 0·154 | 0·128 | 0·102 | 0·056 | 0·018 |
| 0·85 | 0·443 | 0·386 | 0·329 | 0·301 | 0·273 | 0·245 | 0·217 | 0·190 | 0·163 | 0·137 | 0·111 | 0·063 | 0·021 |
| 0·90 | 0·445 | 0·390 | 0·336 | 0·308 | 0·281 | 0·254 | 0·227 | 0·200 | 0·174 | 0·148 | 0·122 | 0·071 | 0·026 |
| 0·92 | 0·446 | 0·392 | 0·338 | 0·312 | 0·285 | 0·258 | 0·231 | 0·205 | 0·179 | 0·152 | 0·127 | 0·076 | 0·029 |
| 0·94 | 0·447 | 0·394 | 0·341 | 0·315 | 0·288 | 0·262 | 0·236 | 0·210 | 0·183 | 0·157 | 0·132 | 0·081 | 0·032 |
| 0·96 | 0·448 | 0·396 | 0·344 | 0·318 | 0·292 | 0·266 | 0·240 | 0·215 | 0·189 | 0·163 | 0·137 | 0·086 | 0·037 |
| 0·98 | 0·449 | 0·398 | 0·347 | 0·322 | 0·296 | 0·271 | 0·245 | 0·220 | 0·194 | 0·169 | 0·143 | 0·093 | 0·042 |

Y = Suma, para toda la intersección de los valores y correspondientes a cada fase siendo y la relación entre el flujo real y el flujo de saturación (q/s) para una fase dada.

Algunos ejemplos de la variación de la demora con el tiempo de ciclo se muestran en la Fig. 6. Se ha encontrado que para tiempos de ciclo dentro del rango 3/4 a 1 1/2 veces el valor óptimo, la demora nunca va más allá de 10 ó 20 porciento de aquella obtenida con el ciclo óptimo.

Reparto (tiempos de verde)

El reparto del tiempo de un ciclo está definido por la asignación de un tiempo de verde a cada fase. Es conocido también por programa de tiempos.

Una regla simple para establecer los tiempos de verde que de la demora total mínima para todo el tránsito que utiliza la intersección, ha sido derivada de la ecuación de la demora.

Si $C_o$ - L es el tiempo total efectivo de verde en el ciclo

$$g_1 = \frac{y_1}{Y} (C_o - L)$$

$$g_2 = \frac{y_2}{Y} (C_o - L) \qquad (12)$$

Se sugiere el siguiente procedimiento para determinar el reparto de una intersección.

(i) Estímese el flujo y la saturación de flujo para cada acceso de la intersección.

(ii) Determínese la relación flujo a saturación de flujo (y) para cada acceso de la intersección.

*Tabla* 3

Tabulacion de $B = \dfrac{x^2}{2(1-x)}$

| $x$ | 0 00 | 0 01 | 0 02 | 0 03 | 0 04 | 0 05 | 0 06 | 0 07 | 0 08 | 0·09 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0·1 | 0·006 | 0 007 | 0 008 | 0·010 | 0·011 | 0 013 | 0 015 | 0 017 | 0·020 | 0 022 |
| 0 2 | 0 025 | 0 028 | 0 031 | 0 034 | 0 033 | 0 042 | 0 046 | 0·050. | 0 054 | 0 059 |
| 0 3 | 0·064 | 0 070 | 0 075 | 0 081 | 0·088 | 0 094 | 0 101 | 0·109 | 0·116 | 0·125 |
| 0 4 | 0·133 | 0 142 | 0 152 | 0 162 | 0·173 | 0·184 | 0 196 | 0 208 | 0·222 | 0 235 |
| 0 5 | 0 250 | 0·265 | 0 282 | 0 299 | 0·317 | 0 336 | 0 356 | 0·378 | 0 400 | 0 425 |
| 0 6 | 0 450 | 0 477 | 0 506 | 0 536 | 0·569 | 0 604 | 0 641 | 0·680 | 0 723 | 0 768 |
| 0·7 | 0 817 | 0·869 | 0·926 | 0·987 | 1·05 | 1·13 | 1·20 | 1·29 | 1·38 | 1·49 |
| 0 8 | 1·60 | 1·73 | 1·87 | 2 03 | 2·21 | 2·41 | 2·64 | 2·91 | 3 23 | 3 60 |
| 0 9 | 4·05 | 4 60 | 5·28 | 6·13 | 7·36 | 9 03 | 11·5 | 15·7 | 24 0 | [illegible] |

Tabla 4

Término de corrección de la ecuación ( ) como porcentaje de los dos primeros términos.

| $x$ | $\lambda$ \ $M$ | 2·5 | 5 | 10 | 20 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0·3 | 0·2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| | 0·4 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 |
| | 0·6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0·8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0·4 | 0·2 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| | 0·4 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 |
| | 0·6 | 2 | 2 | 1 | 1 | 0 |
| | 0·8 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 0·5 | 0·2 | 10 | 7 | 5 | 3 | 2 |
| | 0·4 | 6 | 5 | 4 | 2 | 1 |
| | 0·6 | 6 | 4 | 3 | 2 | 2 |
| | 0·8 | 3 | 4 | 3 | 3 | 2 |
| 0·6 | 0·2 | 14 | 11 | 8 | 5 | 3 |
| | 0·4 | 11 | 9 | 7 | 4 | 3 |
| | 0·6 | 9 | 8 | 6 | 5 | 3 |
| | 0·8 | 7 | 8 | 8 | 7 | 5 |
| 0·7 | 0·2 | 18 | 14 | 11 | 7 | 5 |
| | 0·4 | 15 | 13 | 10 | 7 | 5 |
| | 0 6 | 13 | 12 | 10 | 8 | 6 |
| | 0·8 | 11 | 12 | 13 | 12 | 10 |
| 0·8 | 0·2 | 18 | 17 | 13 | 10 | 7 |
| | 0·4 | 16 | 15 | 13 | 10 | 8 |
| | 0·6 | 15 | 15 | 14 | 12 | 9 |
| | 0·8 | 14 | 15 | 17 | 17 | 15 |
| 0 9 | 0·2 | 13 | 14 | 13 | 11 | 8 |
| | 0·4 | 12 | 13 | 13 | 11 | 9 |
| | 0 6 | 12 | 13 | 14 | 14 | 12 |
| | 0 8 | 13 | 13 | 16 | 17 | 17 |
| 0·95 | 0·2 | 8 | 9 | 9 | 9 | 8 |
| | 0·4 | 7 | 9 | 9 | 10 | 9 |
| | 0 6 | 7 | 9 | 10 | 11 | 10 |
| | 0 8 | 7 | 9 | 10 | 12 | 13 |
| 0 975 | 0 2 | 8 | 9 | 10 | 9 | 8 |
| | 0 4 | 8 | 9 | 10 | 10 | 9 |
| | 0 6 | 8 | 9 | 11 | 12 | 11 |
| | 0·8 | 8 | 10 | 12 | 13 | 14 |

(iii) Súmense los valores y para obtener el valor Y para toda la intersección.

(iv) Determínense los períodos de "todo rojo", para peatones, fases complementarias o de despeje, etc., y estímese el tiempo perdido R por estos conceptos.

(v) Calcúlese el tiempo de ciclo de la ecuación

$$C_o = \frac{1.5\,L + 5}{1 - Y}$$

donde L es el tiempo perdido total por ciclo dado por $L = n\ell + R$

donde n es el número de fases y $\ell$ es el tiempo perdido promedio por fase debido a demoras por arranque de los vehículos.

(vi) Réstese el tiempo perdido total L, del tiempo de ciclo y divídase éste entre las relaciones flujo a saturación de flujo (valores y). v.g.

$$g_1 = \frac{y_1}{Y}\,(C_o - L)$$

$$g_2 = \frac{y_2}{Y}\,(C_o - L) \text{ etc.}$$

(vii) Súmense $\ell$ segundos a cada verde efectivo, $g_1$, $g_2$, ..... y réstese el período de ámbar (3 segundos) para obtener el tiempo de verde necesario.

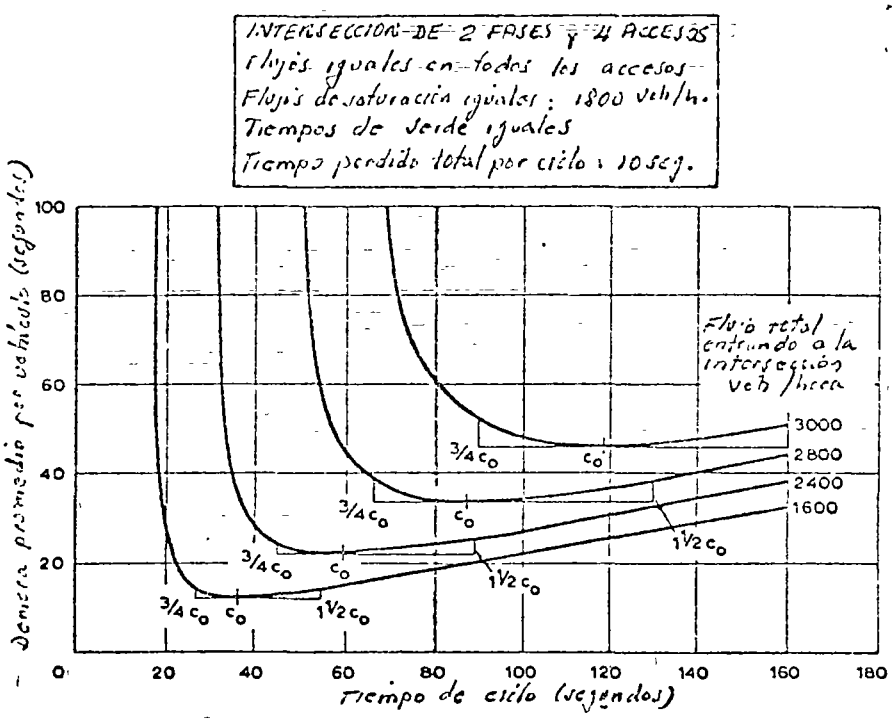
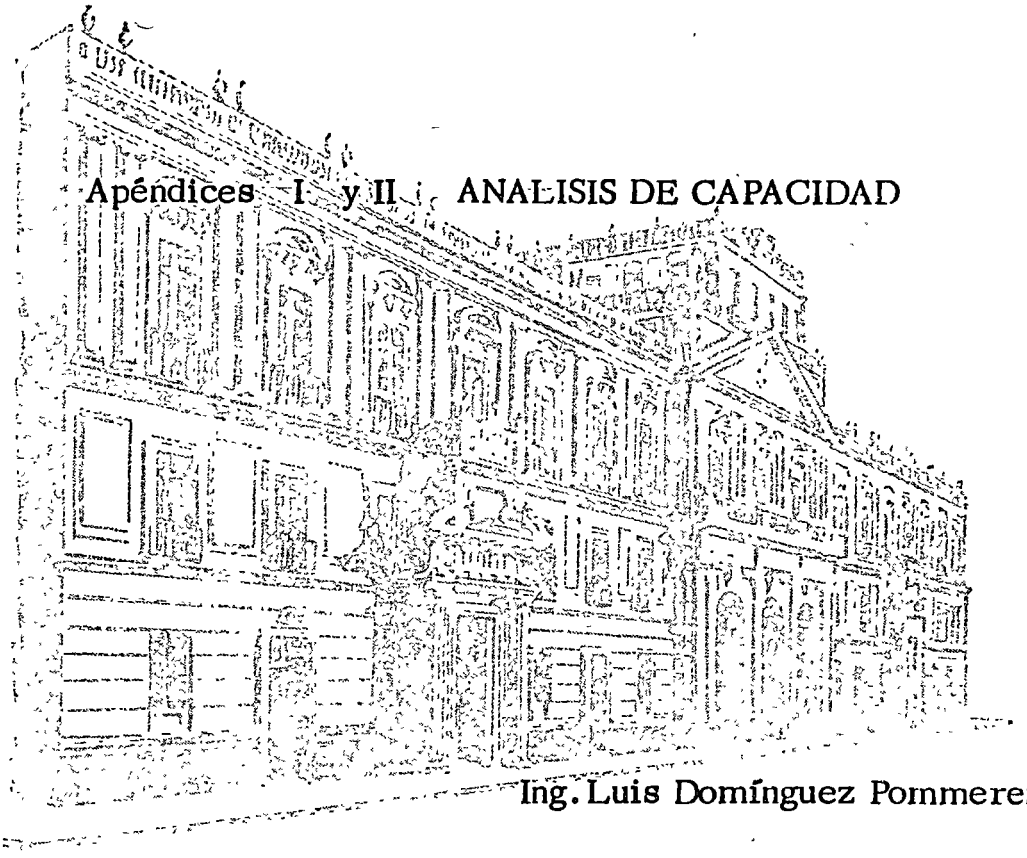



Fig. 6.- Efecto de la variación del ciclo sobre la demora.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

# CAPACIDAD VIAL



## Apéndices I y II. ANALISIS DE CAPACIDAD

Ing. Luis Domínguez Pommerencke

Palacio de Minería Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F. Tels: 521-40-23 521-73-35 5123-123

TABLA A(1) FACTOR DE AJUSTE Y PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE DOBLE SENTIDO

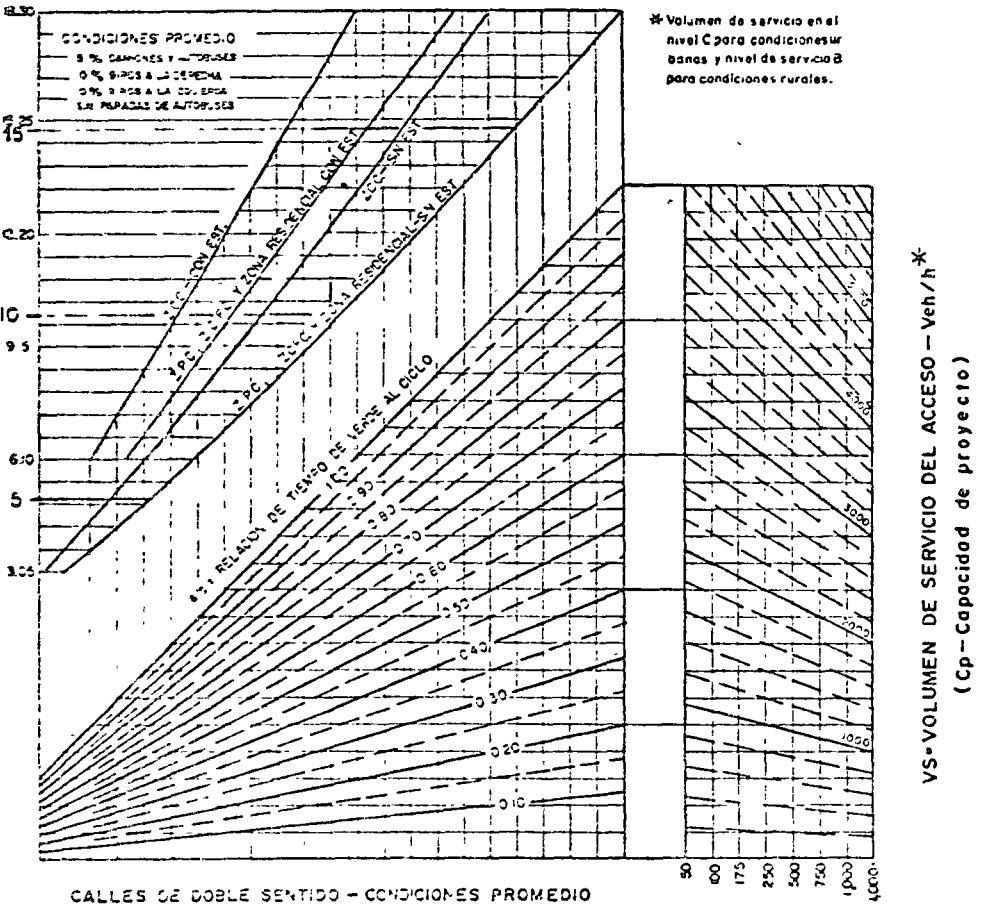
| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA – ANCHO DEL ACCESO | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.55 | 6.10 | 7.65 | 9.15 | 10.70 | 12.20 | 9.25 | 8.50 |
| CALLE DE DOS SENTIDOS SIN ESTACIONAMIENTO | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | 0.85 | 0.85 | 0.87 | 0.90 | 0.89 | 0.90 | 0.89 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | 0.90 | 0.91 | 0.9 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | 0.91 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.20 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | 1.20 | 1.20 | 1.23 | 1.23 | 1.21 | 1.23 | 25 | 1.27 | 1.30 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | 1.30 | 1.27 | 1.24 | 1.26 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | 1.36 | 1.40 |
| CALLE DE DOS SENTIDOS CON ESTACIONAMIENTO | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | 0.95 | 0.93 | 0.91 | 0.89 | 0.89 | 0.86 | 0.84 |
| B | 0.1 | – | – | 0.97 | 0.96 | 0.95 | 0.94 | 0.93 | 0.91 | 0.89 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | – | – | 1.06 | 09 | 1.11 | 1.14 | 1.17 | 1.22 | 1.26 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | 1.10 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.31 | 1.34 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | | | 1.14 | 1.19 | 1.25 | 1.26 | 1.33 | 1.40 | 1.44 |
| CARRETERA RURAL | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | 0.92 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 |
| B CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C | 0.3 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 |
| D | 0.7 | 21 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.29 | 1.31 | 1.33 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | 1.28 | 1.25 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | 1.35 | 1.38 | 41 | 1.44 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | 1.32 | 1.32 | 1.32 | 34 | 37 | 1.41 | 1.45 | 1.50 | 1.55 |

TABLA A(2) FACTOR DE AJUSTE Y PARA DETERMINAR EL NIVEL DE SERVICIO EN CALLES DE UN SENTIDO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA – ANCHO DEL ACCESO | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.55 | 6.10 | 7.65 | 9.15 | 10.70 | 12.20 | 9.25 | 8.50 |
| CALLE DE UN SENTIDO SIN ESTACIONAMIENTO | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | 0.93 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | – | – | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | – | – | 1.12 | 1.09 | 07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.3 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | 1.15 | 1.3 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.7 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | – | – | 1.18 | 1.18 | 1.15 | 1.15 | 1.17 | 1.20 | 24 |
| CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.85 | 0.88 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | | | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.92 | 0.9 | 0.90 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.7 | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | – | – | 1.07 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.14 | 1.18 | 1.22 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | – | – | 1.13 | 1.18 | 1.21 | 1.24 | 1.26 | 1.32 | 1.40 |
| CALLE DE UN SENTIDO CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS | | | | | | | | | | |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | – | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | – | – | – | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.88 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | – | – | – | 1.00 | 1.00 | 00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | | | | 1.17 | 1.1 | 1 | 1.6 | 1.22 | 25 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | – | 1.25 | 1.23 | 25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.00 | | | | 1.34 | 1.34 | 1.34 | 1.37 | 1.42 | 1.48 |

1 2

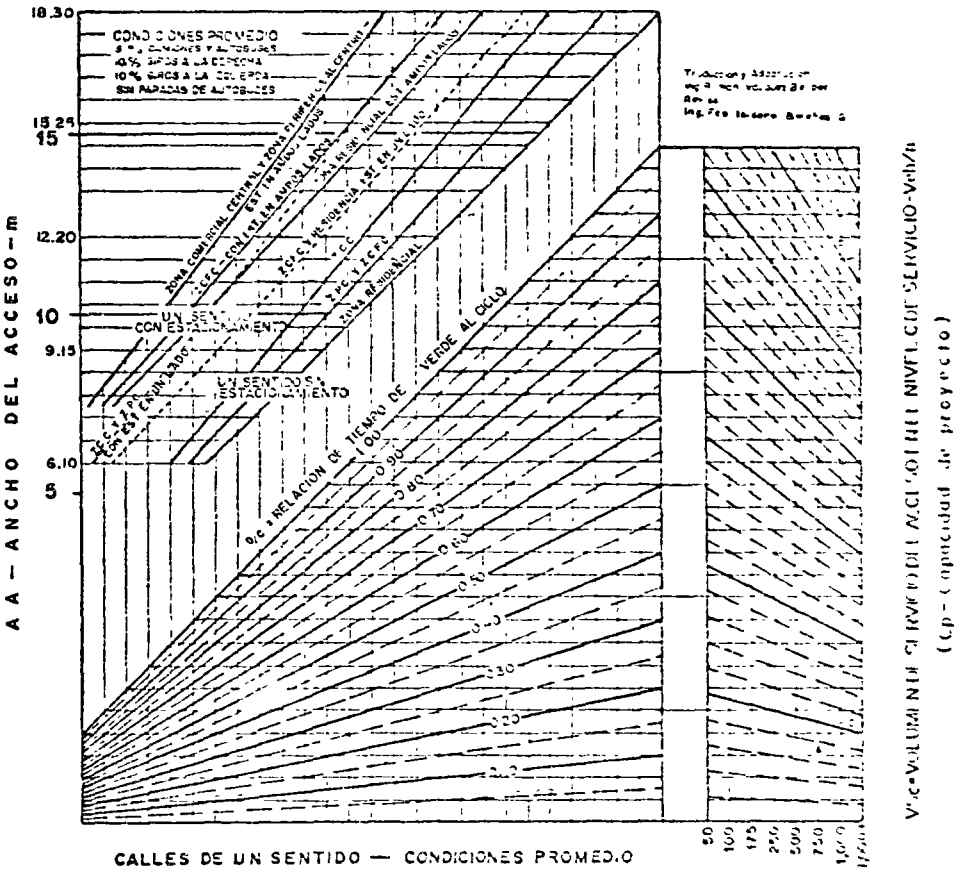
CONDICIONES PROMEDIO




*Volumen de servicio en el nivel C para condiciones urbanas y nivel de servicio B para condiciones rurales.

CALLES DE DOBLE SENTIDO – CONDICIONES PROMEDIO

NOMOGRAMA 1




CALLES DE UN SENTIDO — CONDICIONES PROMEDIO

NOMOGRAMA 2

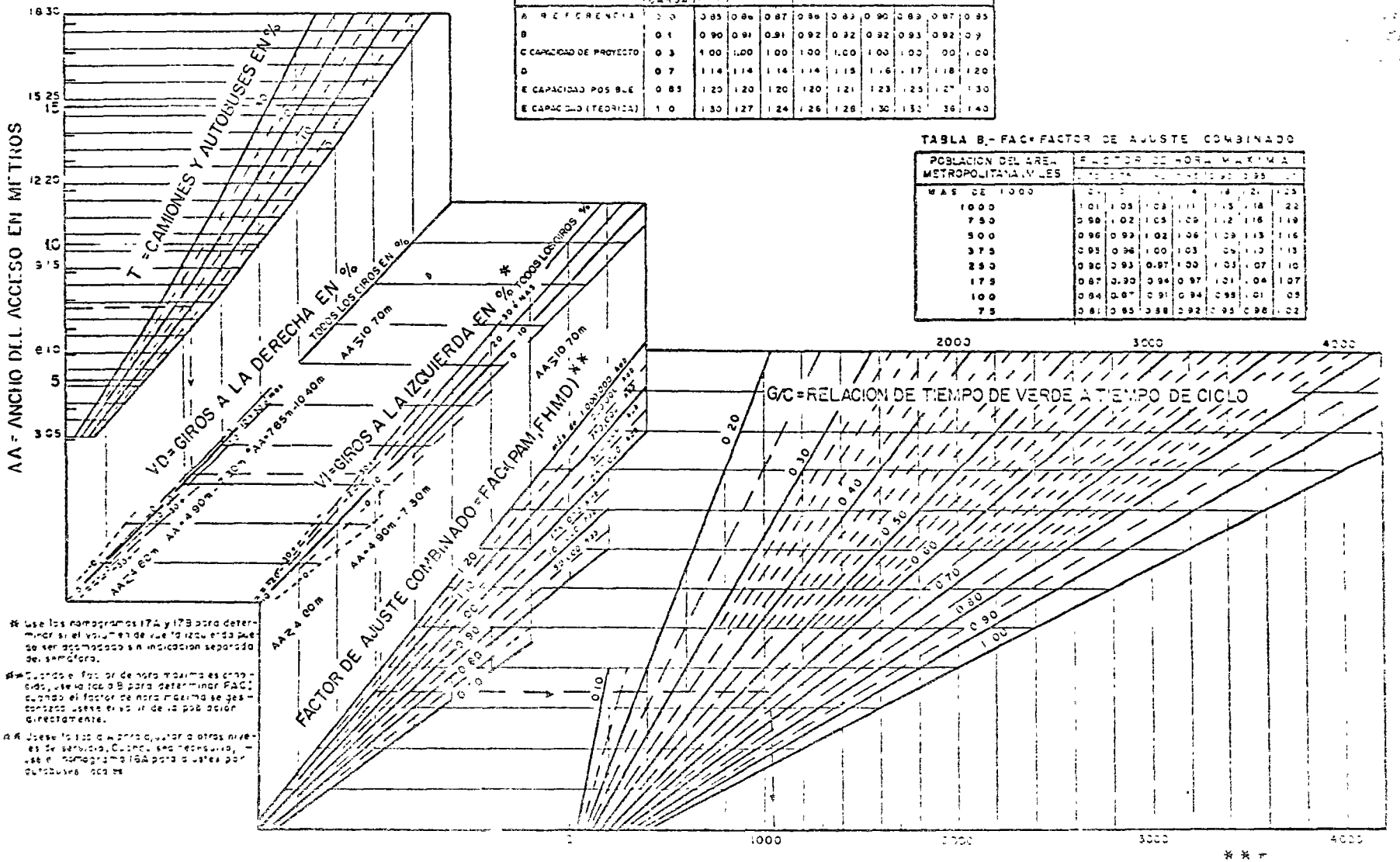
ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA - ANCHO DEL ACCESO | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.66 | 12.20 | 13.25 | 15.32 |
| A REFERENCIA | 1.0 | 0.85 | 0.86 | 0.87 | 0.88 | 0.89 | 0.90 | 0.89 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | 0.90 | 0.91 | 0.91 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | 0.9 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 00 | 1.00 |
| D | 0.7 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.20 |
| E CAPACIDAD POS BLE | 0.85 | 1.25 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.30 |
| E CAPACIDAD (TEORICA) | 1.0 | 1.30 | 1.27 | 1.24 | 1.26 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | 36 | 1.40 |

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.0 | |
| MAS DE 1000 | 0.1 | 0.2 | 1 | 4 | 18 | 21 | 1.25 |
| 1000 | 1.01 | 1.03 | 1.08 | 1.11 | 1.15 | 1.18 | 22 |
| 750 | 0.98 | 1.02 | 1.05 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.19 |
| 500 | 0.96 | 0.99 | 1.02 | 1.06 | 1.09 | 1.13 | 1.16 |
| 375 | 0.93 | 0.96 | 1.00 | 1.03 | 05 | 1.10 | 1.13 |
| 250 | 0.90 | 0.93 | 0.97 | 1.00 | 1.03 | 1.07 | 1.10 |
| 175 | 0.87 | 0.90 | 0.94 | 0.97 | 1.01 | 1.04 | 1.07 |
| 100 | 0.84 | 0.87 | 0.91 | 0.94 | 0.99 | 1.01 | 05 |
| 75 | 0.81 | 0.85 | 0.88 | 0.92 | 0.95 | 0.98 | 1.02 |




* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser acomodado sin indicación separada de semáforo.

** Cuando el factor de hora máxima es desconocido, use la tabla B para determinar FAC; cuando el factor de hora máxima se desconoce usese el valor de la población directamente.

*** Usese la tabla A para evaluar otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, usese el nomograma 18A para ajustes por autobuses.

[illegible] LOS - SIN ESTACIONAMIENTO - ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

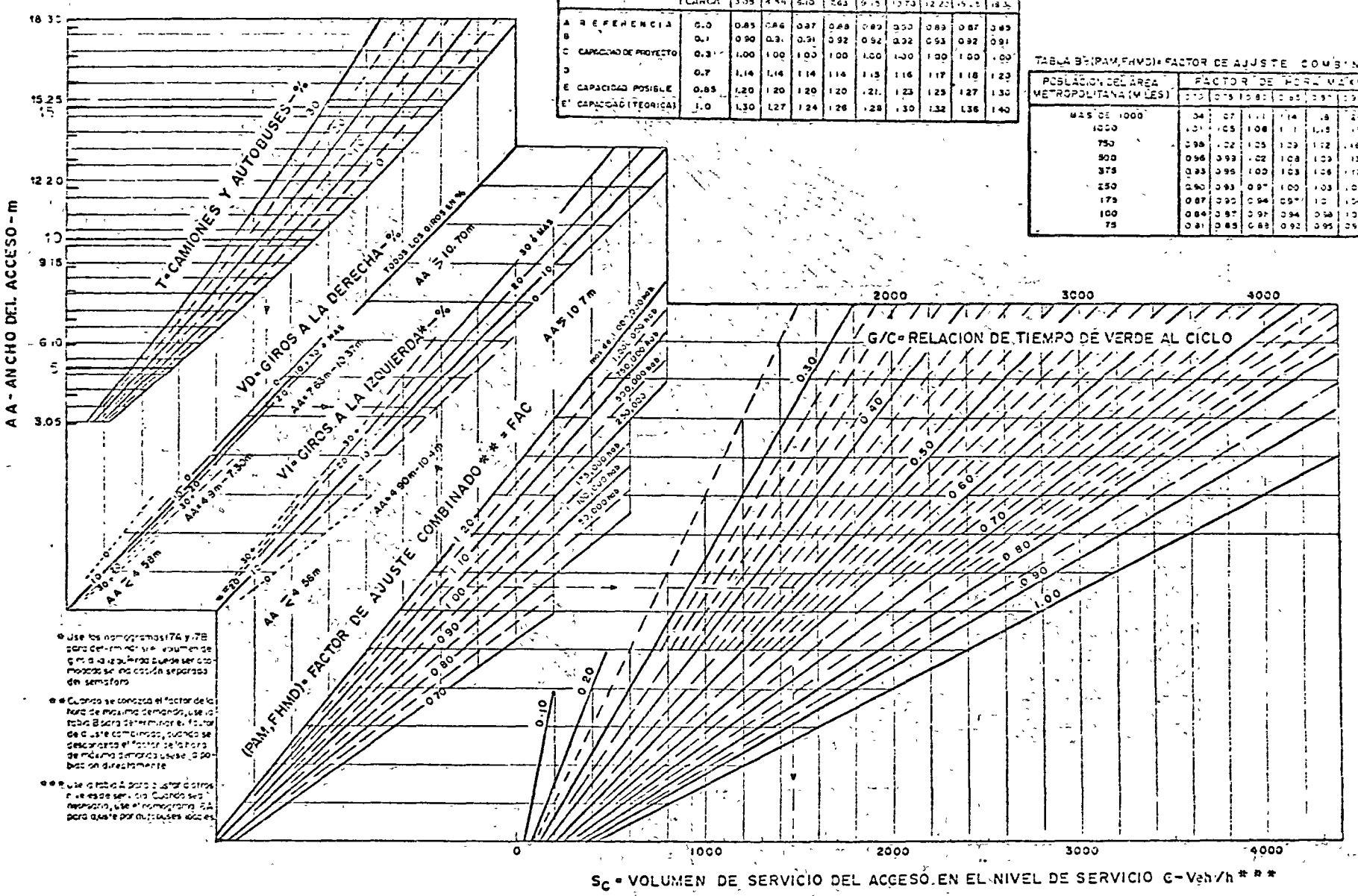
[illegible] 5

TABLA A- FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA - ANCHO DEL ACCESO - m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.73 | 12.20 | 15.25 | 18.30 |
| A REFERENCIA | 0.0 | 0.85 | 0.86 | 0.87 | 0.88 | 0.89 | 0.90 | 0.89 | 0.87 | 0.85 |
| B | 0.1 | 0.90 | 0.91 | 0.91 | 0.92 | 0.92 | 0.92 | 0.93 | 0.92 | 0.91 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.17 | 1.18 | 1.23 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.30 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.0 | 1.30 | 1.27 | 1.24 | 1.26 | 1.28 | 1.30 | 1.32 | 1.36 | 1.40 |

TABLA B-(PAM,FHMD)= FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| MAS DE 1000 | .94 | .97 | 1.01 | 1.04 | 1.08 | 1.11 | 1.25 |
| 1000 | 1.01 | 1.05 | 1.08 | 1.11 | 1.15 | 1.18 | 1.22 |
| 750 | 0.98 | 1.02 | 1.05 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.19 |
| 500 | 0.96 | 0.99 | 1.02 | 1.06 | 1.09 | 1.13 | 1.16 |
| 375 | 0.93 | 0.96 | 1.00 | 1.03 | 1.06 | 1.10 | 1.13 |
| 250 | 0.90 | 0.93 | 0.97 | 1.00 | 1.03 | 1.07 | 1.10 |
| 175 | 0.87 | 0.90 | 0.94 | 0.97 | 1.0 | 1.04 | 1.07 |
| 100 | 0.84 | 0.87 | 0.91 | 0.94 | 0.98 | 1.0 | 1.03 |
| 75 | 0.81 | 0.85 | 0.88 | 0.92 | 0.95 | 0.98 | 1.02 |




* Use los nomogramas 1 74 y 1 78 para determinar el volumen de giros izquierdas puede ser determinado si no están separados del semáforo

** Cuando se conozca el factor de la hora de máxima demanda, use la tabla B para determinar el factor de ajuste combinado, cuando se desconozca el factor de la hora de máxima demanda usese la población directamente

*** Use la tabla A para ajustar otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 1 6A para ajustar por autobuses locales

CALLES DE DOBLE SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZCFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

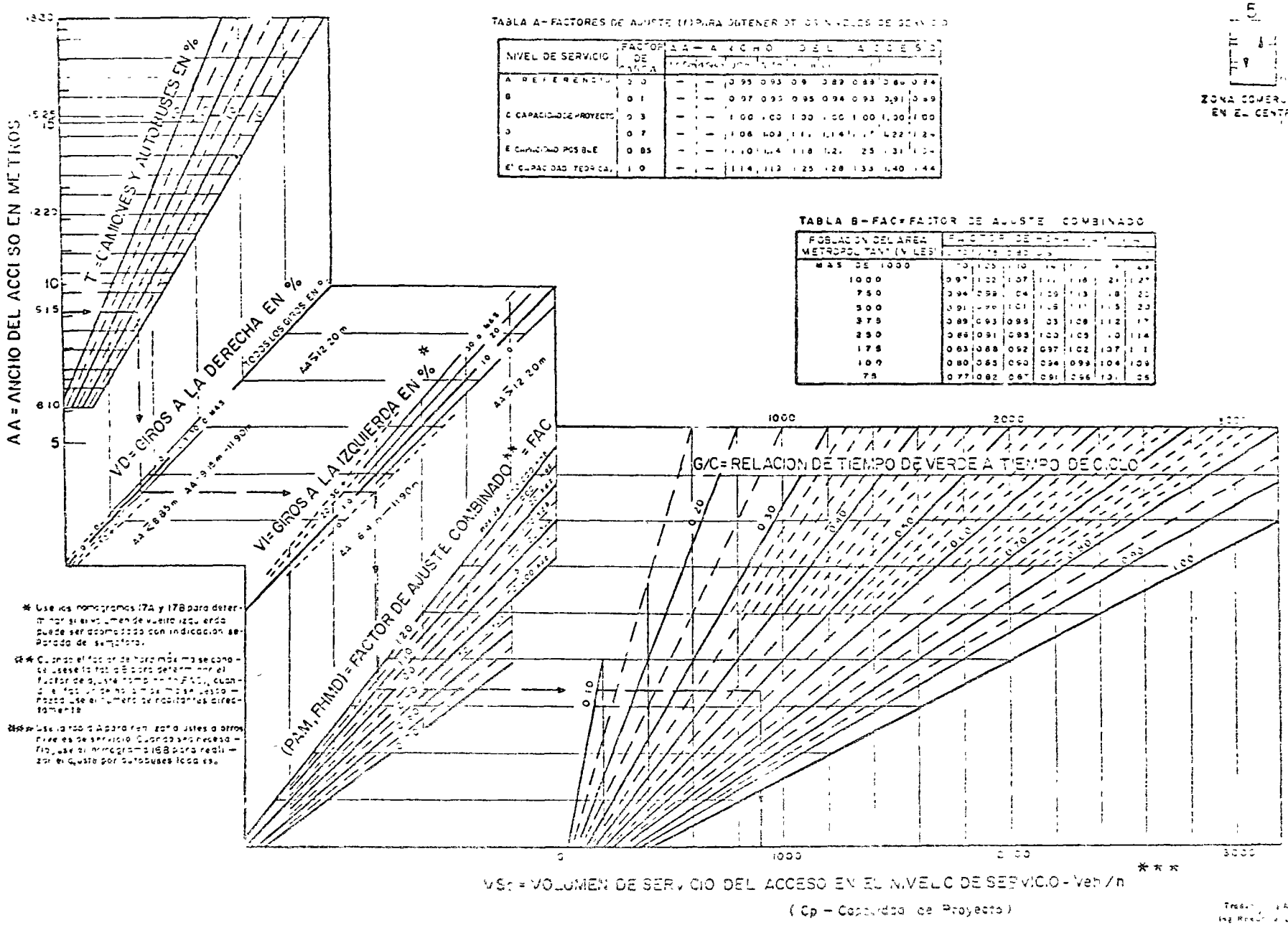
NOMOGRAMA 4

TABLA A – FACTORES DE AJUSTE (f) PARA OBTENER DT DE NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE [illegible] | A A – A [illegible] O D E L A [illegible] | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A REFERENCIA | 2 0 | – | – | 0 95 | 0 93 | 0 9 | 0 82 | 0 89 | 0 86 | 0 84 |
| B | 0 1 | – | – | 0 97 | 0 93 | 0 95 | 0 94 | 0 93 | 0,91 | 0 89 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0 3 | – | – | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1,00 | 1 00 |
| D | 0 7 | – | – | 1 06 | 1 03 | 1 1 | 1,14 | 1 | 1 22 | 1 2 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0 85 | – | – | 1 10 | 1,4 | 1 18 | 1,2 | 25 | 1 31 | 1 3 |
| E' CAPACIDAD TEORICA | 1 0 | – | – | 1 14 | 1 13 | 1 25 | 1 28 | 1 33 | 1,40 | 1 44 |

TABLA B – FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE [illegible] | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MAS DE 1000 | 1 0 | 1 05 | 1 10 | 1 1 | 1 | 1 | 1 3 |
| 1000 | 0 97 | 1 02 | 1 07 | 1 1 | 1 16 | 21 | 1 27 |
| 750 | 0 94 | 0 99 | 1 04 | 1 09 | 1 13 | 1 8 | 2 0 |
| 500 | 0 91 | 0 96 | 1 01 | 1 05 | 1 1 | 1 5 | 2 3 |
| 375 | 0 89 | 0 93 | 0 98 | 03 | 1 08 | 1 12 | 1 7 |
| 250 | 0 86 | 0 91 | 0 95 | 1 00 | 1 05 | 1 0 | 1 4 |
| 175 | 0 83 | 0 88 | 0 92 | 0 97 | 1 02 | 1 07 | 1 1 |
| 100 | 0 80 | 0 85 | 0 90 | 0 94 | 0 99 | 1 04 | 1 09 |
| 75 | 0 77 | 0 82 | 0 87 | 0 91 | 0 96 | 1 01 | 05 |




* Use los nomogramas 17A y 17B para determinar si el volumen de vuelta izquierda puede ser atendido con indicación separada de semáforo.

** Cuando el factor de hora máxima se conozca, úsese ese factor para determinar el Factor de Ajuste Combinado FAC, cuando el factor de hora máxima se desconozca, úsese el número de motocicletas directamente.

*** Use la tabla A para realizar ajustes a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, fíjese en el nomograma 18B para realizar el ajuste por autobuses locales.

ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

[illegible] CON ESTACIONAMIENTO – ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO

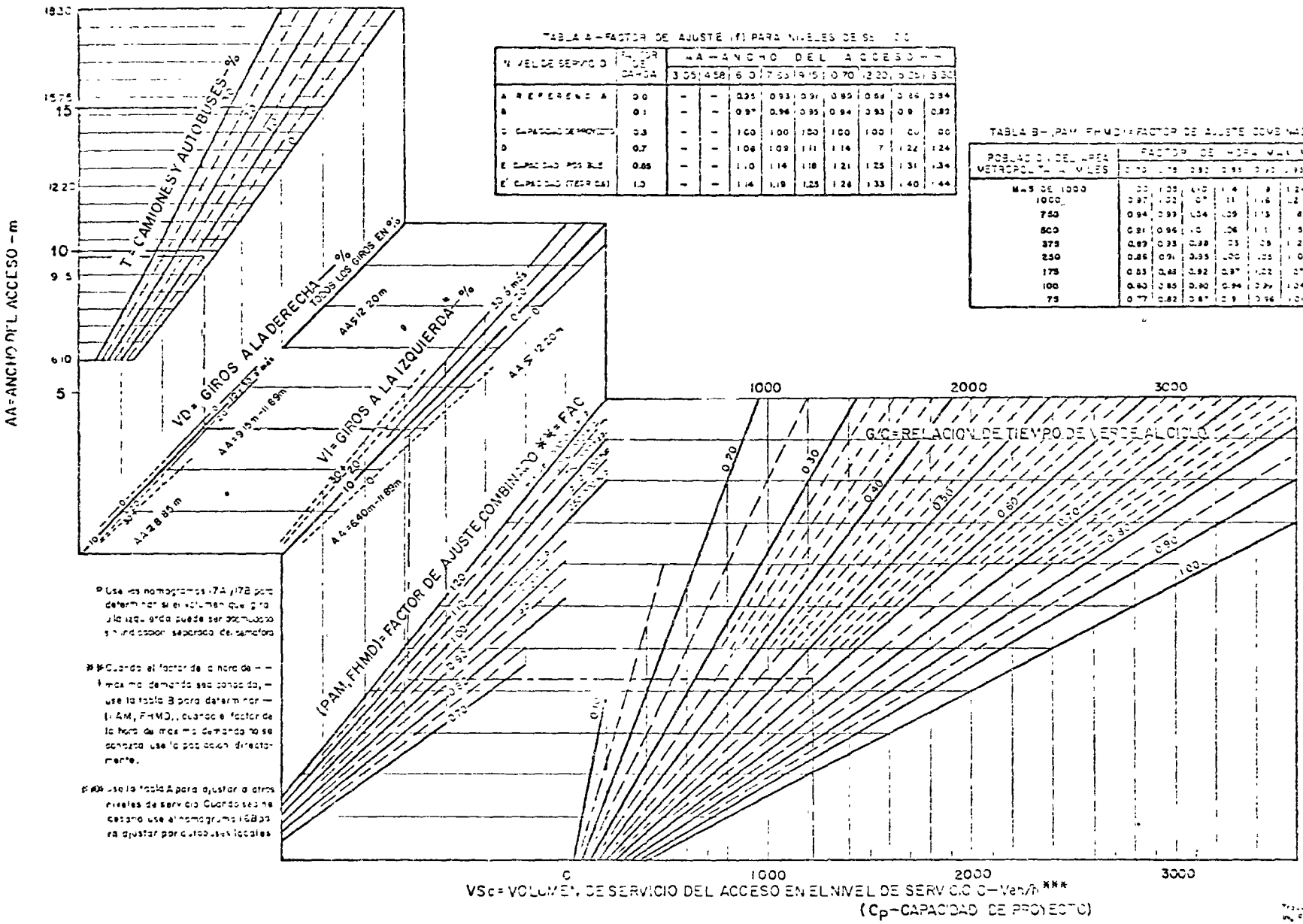
NOMOGRAMA 5

TABLA A—FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | ANCHO DEL ACCESO (m) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.70 | 12.20 | 13.80 |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | 0.95 | 0.93 | 0.91 | 0.89 | 0.86 | 0.84 |
| B | 0.1 | – | – | 0.97 | 0.96 | 0.95 | 0.94 | 0.93 | 0.9 | 0.92 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | – | – | 1.06 | 1.09 | 1.11 | 1.14 | 1.17 | 1.22 | 1.24 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | 1.10 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.31 | 1.34 |
| E' CAPACIDAD (REFERENCIA) | 1.0 | – | – | 1.14 | 1.19 | 1.25 | 1.28 | 1.33 | 1.40 | 1.44 |

TABLA B—(PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.0 |
| MAS DE 1000 | 1.05 | 1.05 | 1.10 | 1.4 | 1.9 | 1.24 | 1.3 |
| 1000 | 0.97 | 1.02 | 0.9 | 1.1 | 1.16 | 1.2 | 1.27 |
| 750 | 0.94 | 0.97 | 1.04 | 1.09 | 1.15 | 1.6 | 1.23 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.0 | 1.06 | 1.1 | 1.5 | 1.20 |
| 375 | 0.89 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.09 | 1.2 | 1.17 |
| 250 | 0.86 | 0.91 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.0 | 1.4 |
| 175 | 0.83 | 0.88 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.1 |
| 100 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 | 0.77 | 0.82 | 0.87 | 0.9 | 0.96 | 1.01 | 1.06 |




* Use los nomogramas 7A y 7B para determinar si el volumen que gira a la izquierda puede ser manejado en una fase separada del semáforo.

** Cuando el factor de la hora de máxima demanda sea conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD), cuando el factor de la hora de máxima demanda no se conozca, use lo por defecto directamente.

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando se necesite, use el nomograma 16B para ajustar por autobuses locales.

CALLES DE DOBLE SENTIDO—CON ESTACIONAMIENTO—Z CFC, ZPC Y ZONA RESIDENCIAL

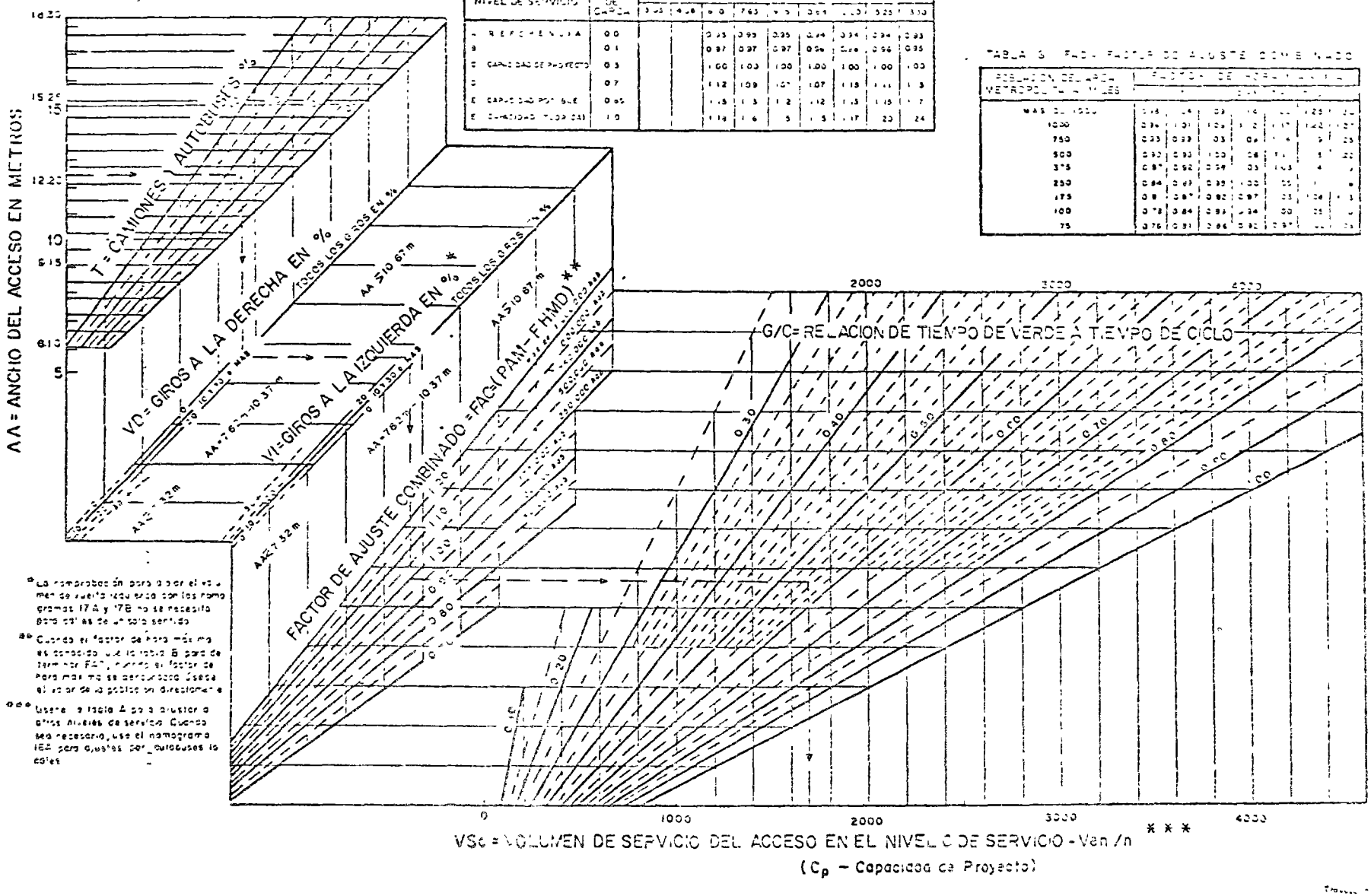
NOMOGRAMA 6

TABLA A FACTOR DE AJUSTE (F) POR NIVEL DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CAPACIDAD | AA - ANCHO DEL ACCESO - m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.67 | 12.20 | 13.72 | 15.24 |
| A REFERENCIA | 0.0 | | | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | | | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | | | 1.00 | 1.03 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | | | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.13 | 1.11 | 1.3 |
| E CAPACIDAD POR SLE | 0.85 | | | 1.5 | 1.3 | 1.2 | 1.12 | 1.3 | 1.15 | 1.7 |
| F CAPACIDAD TODO DIA | 1.0 | | | 1.14 | 1.6 | 5 | 1.5 | 1.17 | 2.0 | 2.4 |

TABLA B FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DELEGACION METROPOLITANA EN MILES | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| MAS DE 1500 | 0.98 | 1.04 | 0.9 | 1.16 | [illegible] | 1.25 | [illegible] |
| 1000 | 0.94 | 1.01 | 1.02 | 1.2 | 1.17 | 1.42 | 1.57 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.03 | 0.9 | 1.4 | 5 | 2.5 |
| 500 | 0.92 | 0.93 | 1.03 | 0.8 | 1.1 | 5 | 2.0 |
| 375 | 0.91 | 0.92 | 0.99 | 1.03 | 1.03 | 4 | [illegible] |
| 250 | 0.84 | 0.93 | 0.99 | 1.00 | 0.5 | 1 | [illegible] |
| 175 | 0.8 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 0.3 | 1.04 | 1.3 |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.93 | 0.94 | 0.0 | 0.5 | [illegible] |
| 75 | 0.76 | 0.91 | 0.86 | 0.92 | 0.97 | [illegible] | 0.5 |




* La comprobación para saber el volumen de vuelta requerido con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un solo sentido

** Cuando el factor de hora máxima es desconocido use la tabla B para determinar FAC, cuando el factor de hora máxima se desconozca, busque el valor de la población directamente

*** Usar la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 18A para ajustes por autobuses lo cales

CALLE DE UN SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - CENTRO COMERCIAL

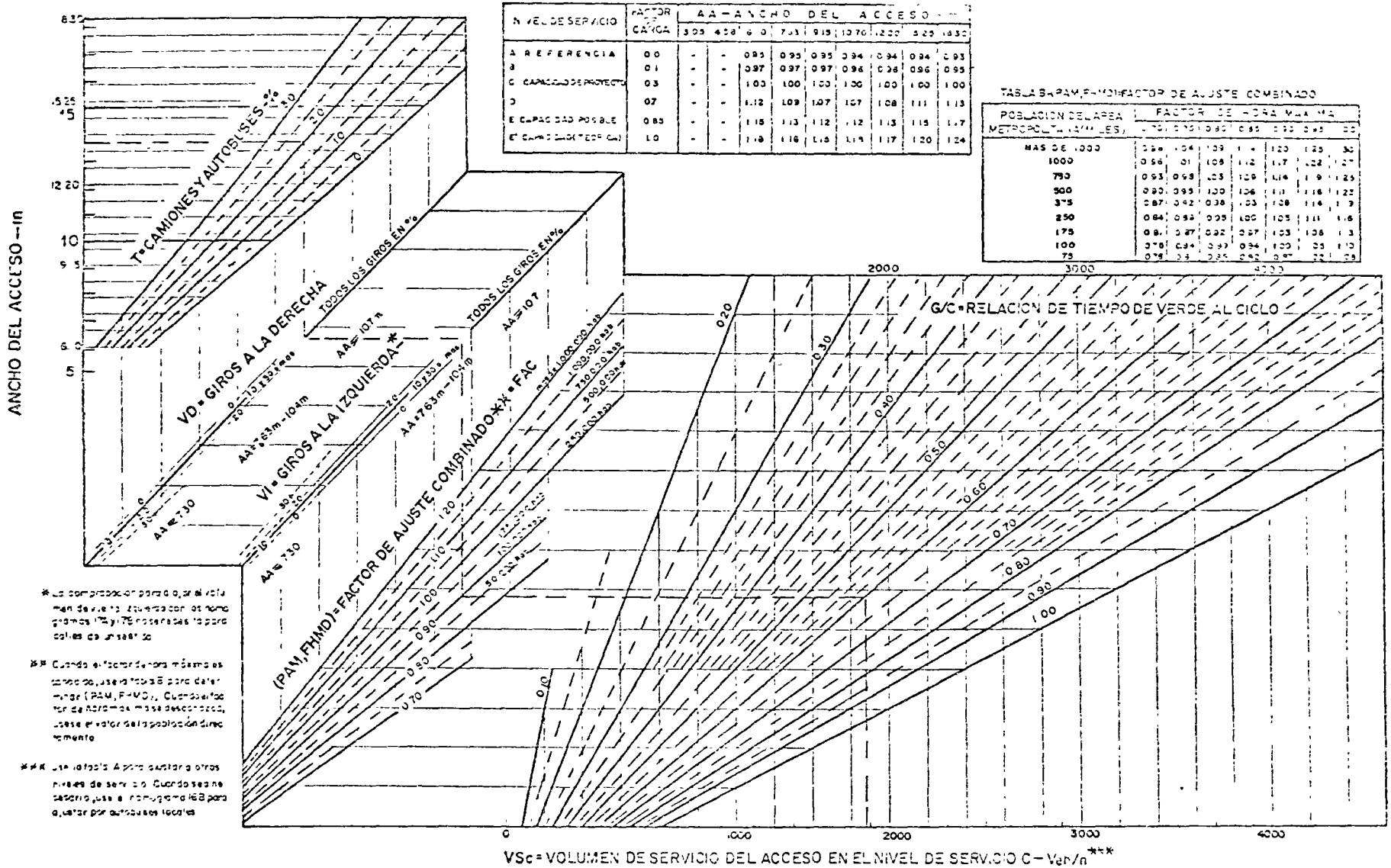
NOMOGRAMA 7

TABLA A – FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA – ANCHO DEL ACCESO – m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.70 | 12.20 | 15.25 | 18.30 |
| A REFERENCIA | 0.0 | - | - | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | - | - | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | - | - | 1.03 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | - | - | 1.12 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | - | - | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.17 |
| F CAPACIDAD TEOR. (∞) | 1.0 | - | - | 1.18 | 1.16 | 1.15 | 1.19 | 1.17 | 1.20 | 1.24 |

TABLA B – PAM, FHMD: FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DE LA REA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| MAS DE 1.000 | 0.96 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| 1000 | 0.96 | 1.01 | 1.08 | 1.12 | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.25 |
| 500 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.22 |
| 375 | 0.87 | 0.92 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.14 | 1.19 |
| 250 | 0.84 | 0.89 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.11 | 1.16 |
| 175 | 0.81 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.03 | 1.08 | 1.13 |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.08 |




* La comprobación para g, por el volumen de vehículos, se hará con los nomogramas 17B y 17C respectivamente, para calles de un sentido.

** Cuando el factor de hora máxima es desconocido, use la Tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima es desconocido, use el valor de la población directamente.

*** Use la Tabla A para cualquier otros niveles de servicio. Cuando se ha determinado, use el nomograma 16B para evaluar por autobuses locales.

CALLES DE UN SENTIDO — SIN ESTACIONAMIENTO — ZONA PERIFERICA AL CENTRO Y ZCFC.

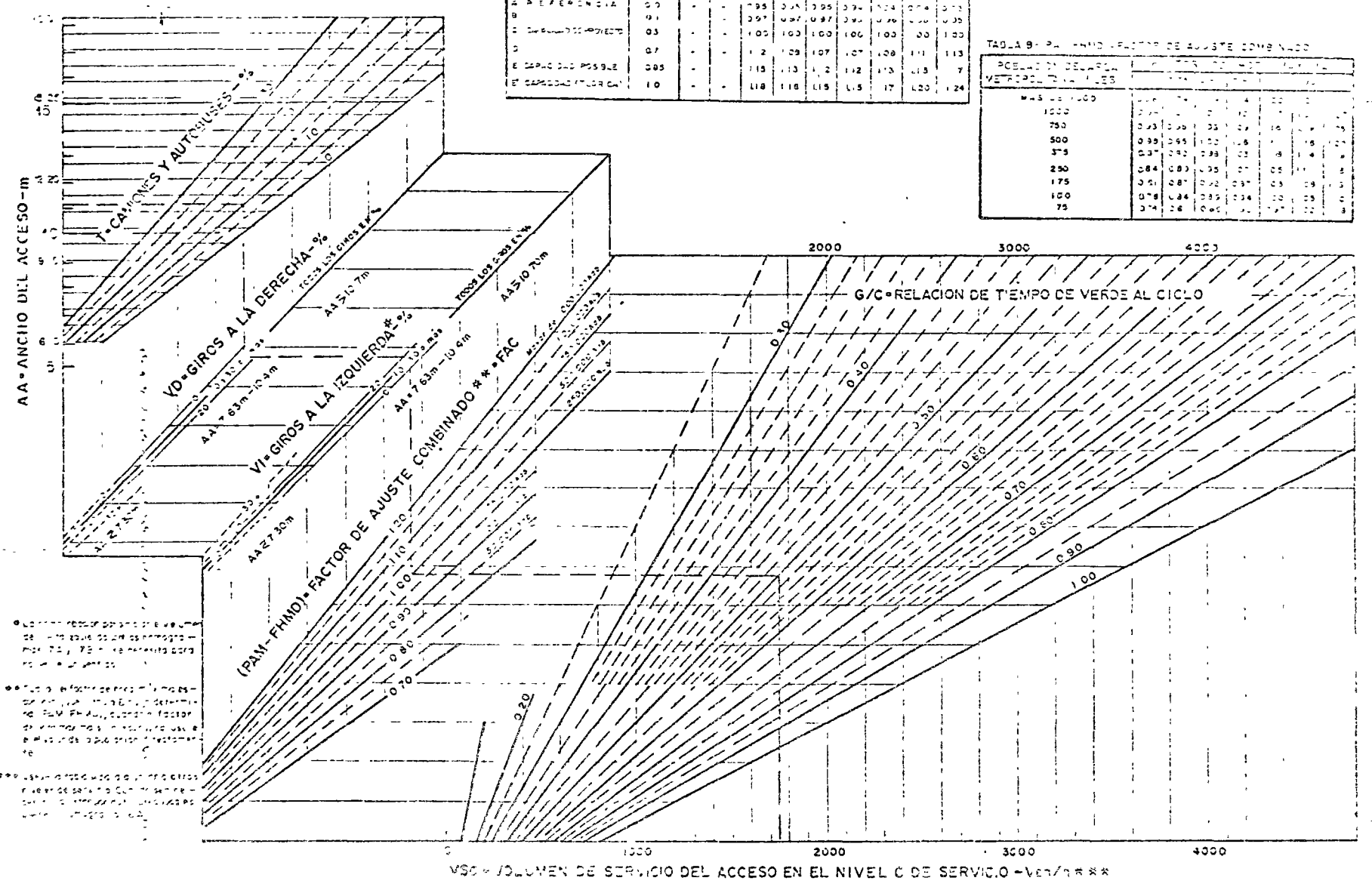
NOMOGRAMA 8

TABLA A - FACTOR DE [illegible]

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA = ANCHO DEL ACCESO = m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| A PREFERENCIAL | 0.0 | - | - | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.94 | 0.94 | 0.93 |
| B | 0.1 | | - | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.96 | 0.96 | 0.95 |
| C [illegible] PROYECTO | 0.3 | - | - | 1.03 | 1.03 | 1.00 | 1.00 | 1.03 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | - | - | 1.2 | 1.09 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.11 | 1.13 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | - | | 1.15 | 1.13 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.7 |
| E' CAPACIDAD MAXIMA | 1.0 | - | - | 1.18 | 1.16 | 1.15 | 1.15 | 1.7 | 1.20 | 1.24 |

TABLA B - PARAMETRO (FACTOR DE AJUSTE COMBINADO)

| POBLACION DELEGACION METROPOLITANA (MILES) | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MAS DE 1000 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 1000 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 750 | 0.93 | 0.96 | 0.98 | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 500 | 0.95 | 0.95 | 1.02 | 1.06 | [illegible] | [illegible] |
| 375 | 0.97 | 0.92 | 0.98 | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 250 | 0.84 | 0.93 | 0.95 | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 175 | 0.81 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | [illegible] | [illegible] |
| 100 | 0.78 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | [illegible] | [illegible] |
| 75 | 0.74 | 0.8 | 0.85 | [illegible] | [illegible] | [illegible] |




[illegible] SENTIDO - SIN ESTACIONAMIENTO - ZONA RESIDENCIAL

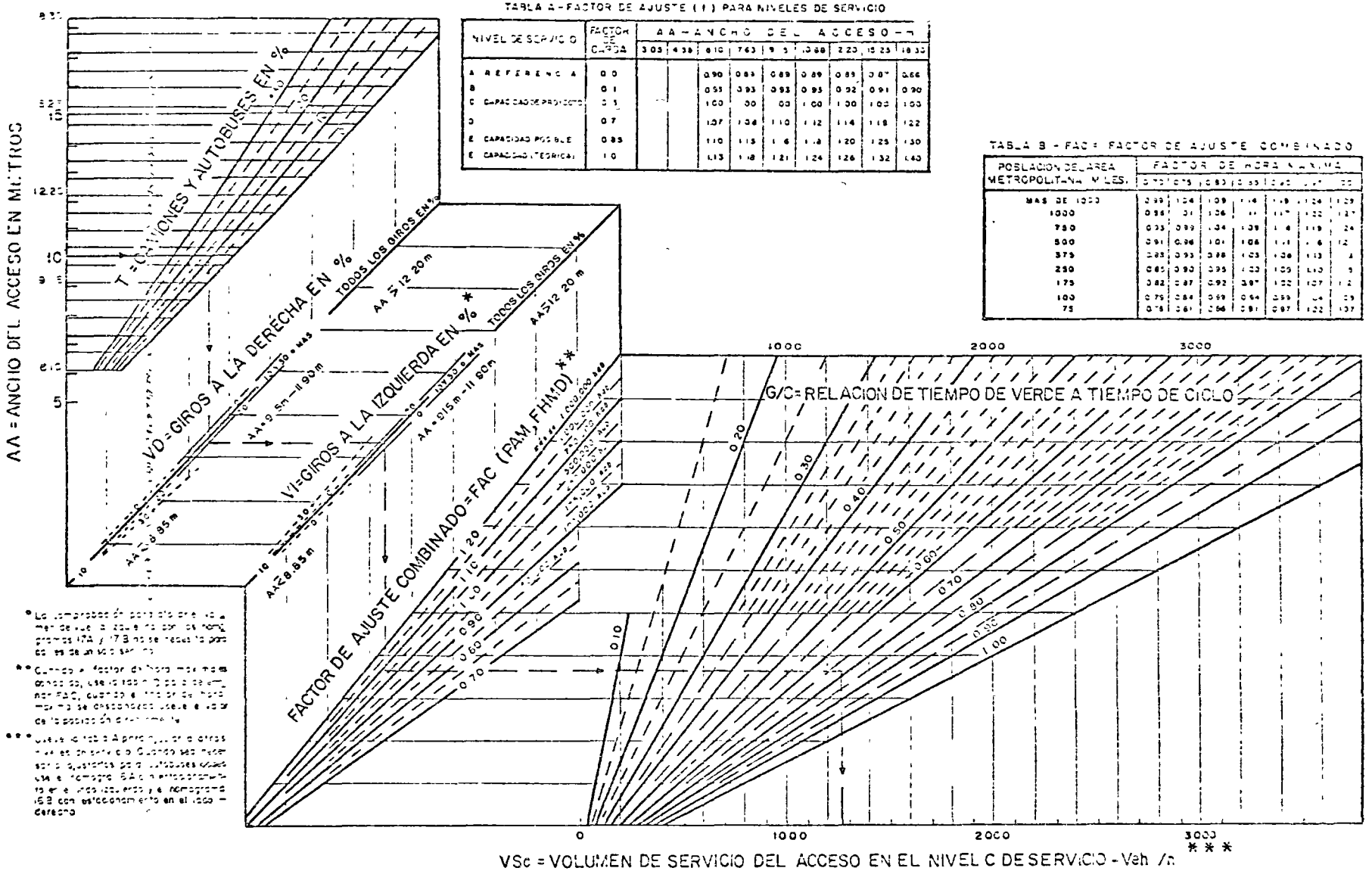
NOMOGRAMA 9

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA - ANCHO DEL ACCESO - m | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.68 | 12.20 | 18.35 |
| A REFERENCIA | 0.0 | | | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.89 | 0.89 | 0.87 | 0.66 |
| B | 0.1 | | | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.92 | 0.91 | 0.90 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.5 | | | 1.00 | 00 | 00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | | | 1.07 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.14 | 1.18 | 1.22 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | | | 1.10 | 1.15 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| E CAPACIDAD TEORICA | 1.0 | | | 1.13 | 1.18 | 1.21 | 1.24 | 1.26 | 1.32 | 1.40 |

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DE LA AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.75 | 0.75 | 0.83 | 0.85 | 0.90 | 0.97 | 1.00 |
| MAS DE 1000 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 | 0.96 | 01 | 1.06 | 11 | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 24 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 12 |
| 375 | 0.89 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.2 |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.9 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |




* Las comprobaciones para calcular el ancho de acceso a la zona de nomogramas 17A y 17B no se hacen si la pendiente es de un 10% o menos.

** Cuando el factor de hora máxima de diseño es 0.85 o menor, usar la línea de FAC; cuando el factor de hora máxima de diseño es 0.85 o mayor, usar la línea de FAC de la pendiente más cercana.

*** Usar la línea A para calcular otras vías en servicio. Cuando sea necesario ajustarlos por camiones y autobuses usar el nomograma 16A; si no es necesario ajustarlos por camiones y autobuses usar el nomograma 16B con estacionamiento en el lado derecho.

CENTRO COMERCIAL Y ZPC

Preparado por [illegible]
Ing. [illegible]
Revisado
Ing. [illegible]

CALLE DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO A UN LADO

CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO

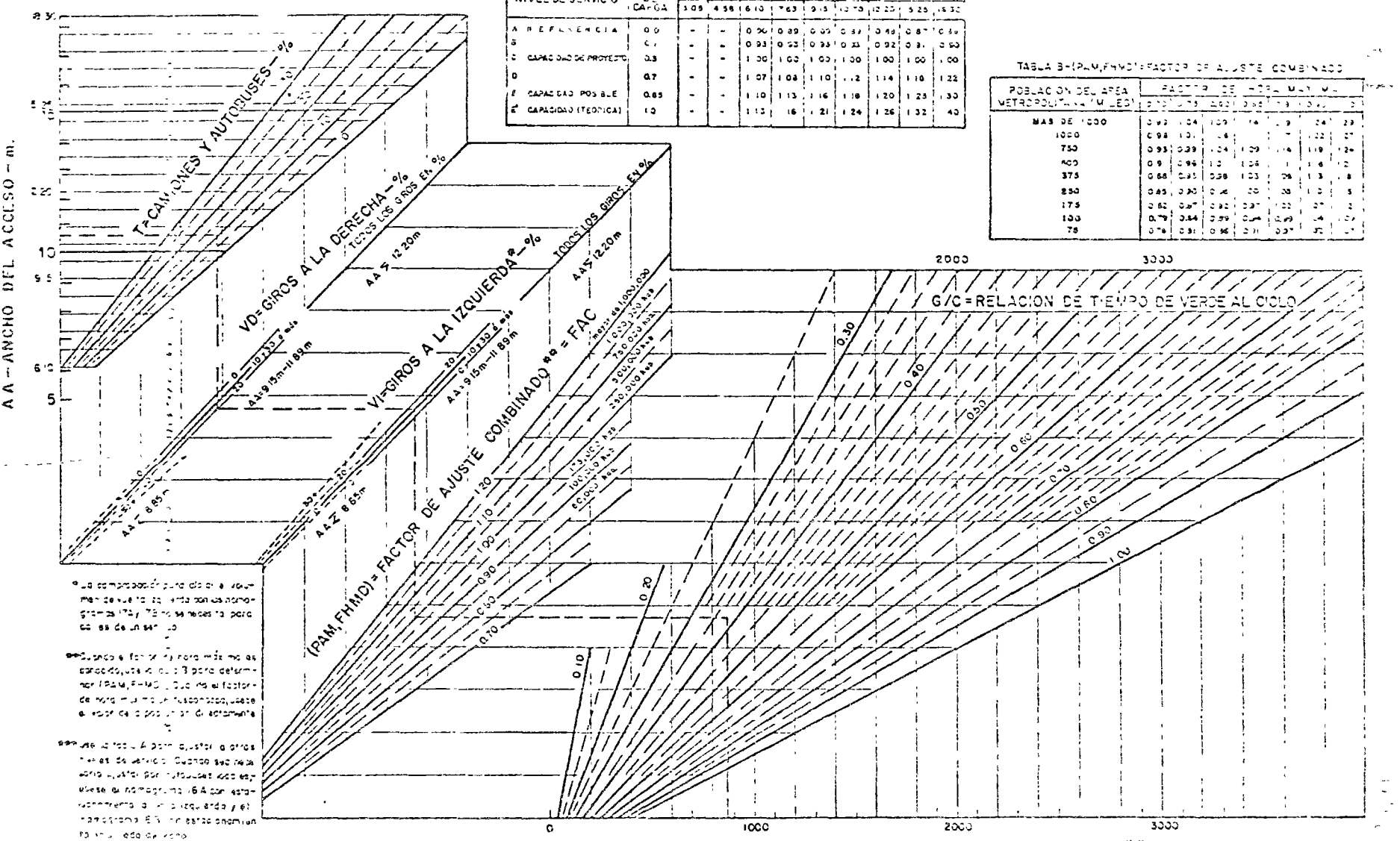
NOMOGRAMA 10

TABLA A—FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA—ANCHO DEL ACCESO—m | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 12.20 | 15.25 | 18.30 |
| A REFERENCIA | 0.0 | - | - | 0.90 | 0.89 | 0.89 | 0.87 | 0.86 | 0.87 | 0.86 |
| B | 0.1 | - | - | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.93 | 0.92 | 0.91 | 0.90 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | - | - | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | - | - | 1.07 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.14 | 1.18 | 1.22 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | - | - | 1.10 | 1.13 | 1.16 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.0 | - | - | 1.13 | 1.16 | 1.21 | 1.24 | 1.26 | 1.32 | 1.40 |

TABLA B—(PAM,FHMD) FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE [illegible] | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| MAS DE 1000 | 0.92 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 | 0.98 | 1.01 | 1.06 | [illegible] | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 500 | 0.9 | 0.96 | 1.0 | 1.05 | 1.1 | 1.16 | 1.2 |
| 375 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.18 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |




CALLES DE UN SENTIDO—ESTACIONAMIENTO EN UN LADO
BCBD y ZONA RESIDENCIAL

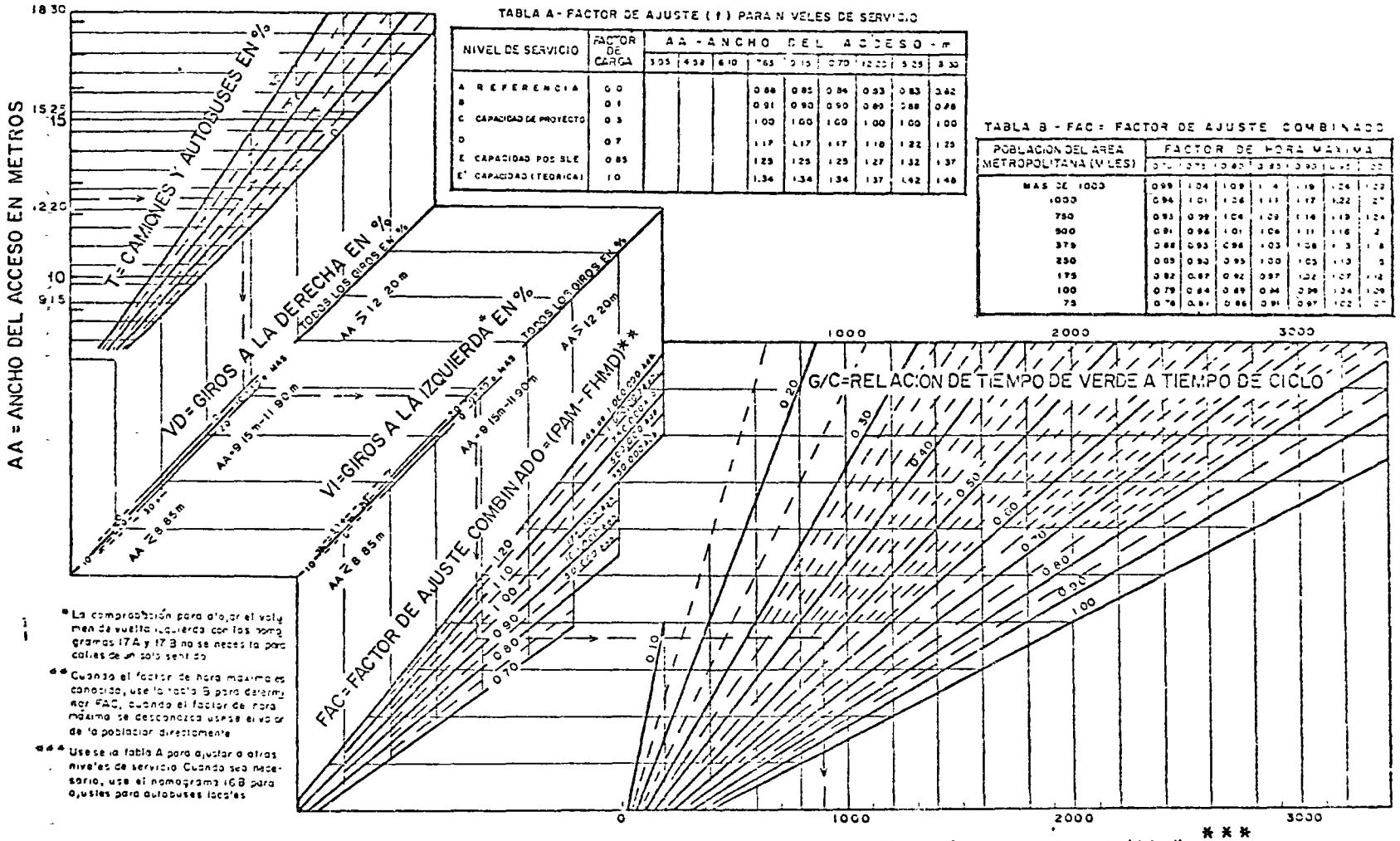
NOMOGRAMA 1

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA - ANCHO DEL ACCESO - m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.10 | 7.63 | 9.15 | 10.70 | 12.20 | 15.25 | 18.30 |
| A REFERENCIA | 0.0 | | | | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | | | | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | | | | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | | | | 1.23 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.0 | | | | 1.34 | 1.34 | 1.34 | 1.37 | 1.42 | 1.48 |

TABLA B - FAC = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| MAS DE 1000 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 | 0.94 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 500 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.2 |
| 375 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.18 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |




* La comprobación para obtener el volumen de vuelta izquierda con los nomogramas 17A y 17B no se necesita para calles de un solo sentido

** Cuando el factor de hora máxima es conocido, use la tabla B para determinar FAC, cuando el factor de hora máxima se desconozca usese el valor de la población directamente

*** Use se la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para ajustes para autobuses locales

Traducción y Ajustes de Ing. Ramón Vázquez Gerber
Revisó
Ing. Fernando Barrios G.

CALLE DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO A AMBOS LADOS

CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO

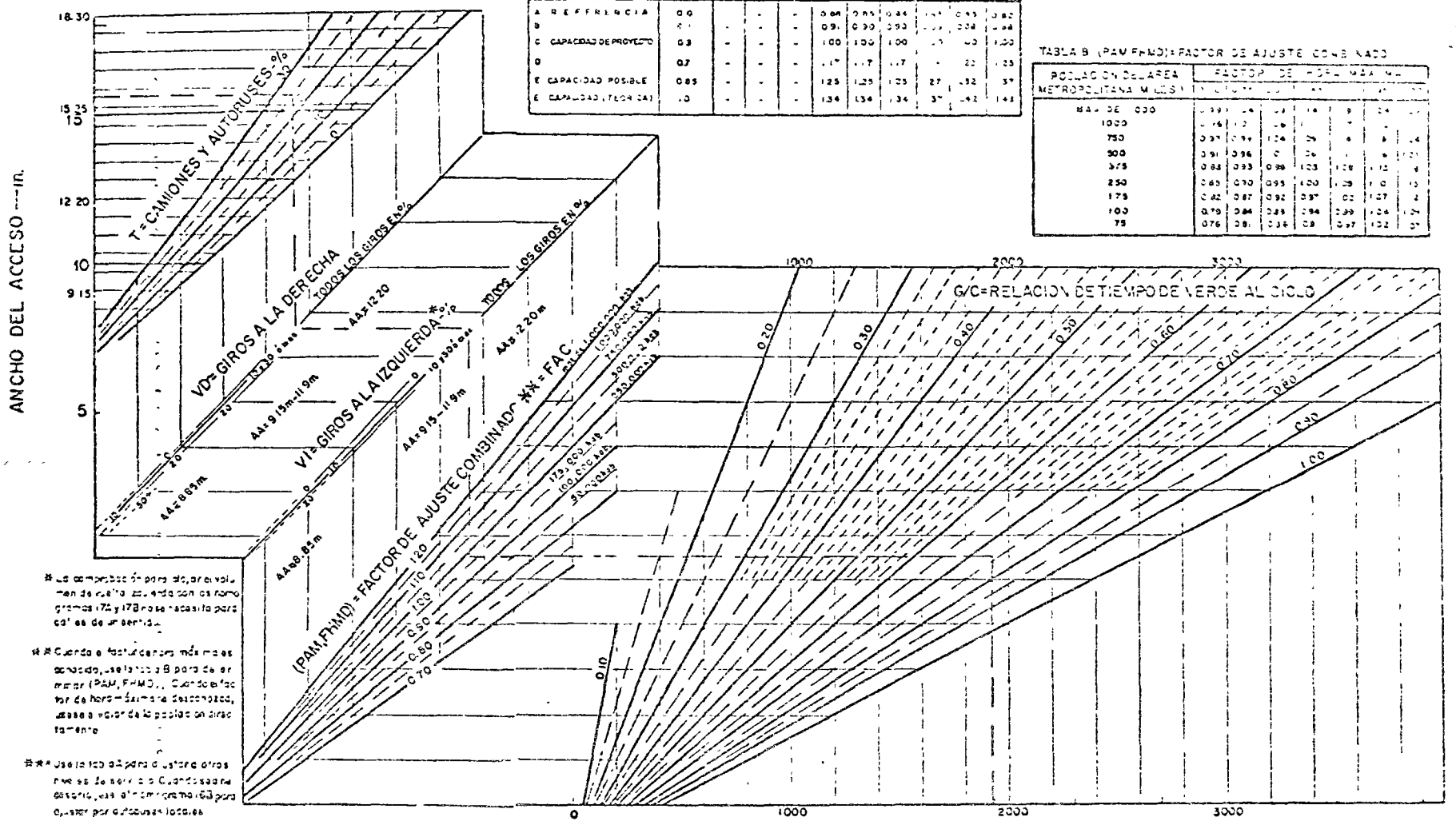
NOMOGRAMA 12

FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A REFERENCIA | 0.0 | - | - | - | 0.68 | 0.55 | 0.44 | [illegible] | 0.55 | 0.82 |
| B | [illegible] | - | - | - | 0.91 | 0.90 | 0.93 | [illegible] | 0.84 | [illegible] |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | - | - | - | 1.00 | 1.00 | 1.00 | [illegible] | [illegible] | 1.00 |
| D | 0.7 | - | - | - | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | - | - | - | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 27 | 1.32 | 37 |
| E CAPACIDAD TEORICA | 1.0 | - | - | - | 1.34 | 1.34 | 1.34 | 37 | 1.42 | 1.44 |

TABLA B (PAM,FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DE LA AREA METROPOLITANA MILES | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MAS DE 3000 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 1000 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 750 | 0.97 | 0.99 | 1.04 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 500 | 0.91 | 0.96 | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| 375 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.12 | [illegible] |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | [illegible] | 1.07 | [illegible] |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |




* La comprobación para el volumen de vuelta se lleva con los nomogramas 17A y 17B en caso necesario para calles de un sentido.

** Cuando el factor de carga máximo es conocido, use la tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima desconocido, utilice el valor de la posible directamente.

*** Use la tabla A para ajustar otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 16B para ajustar por autobuses locales.

CALLES DE UN SENTIDO — CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS - ZCFC

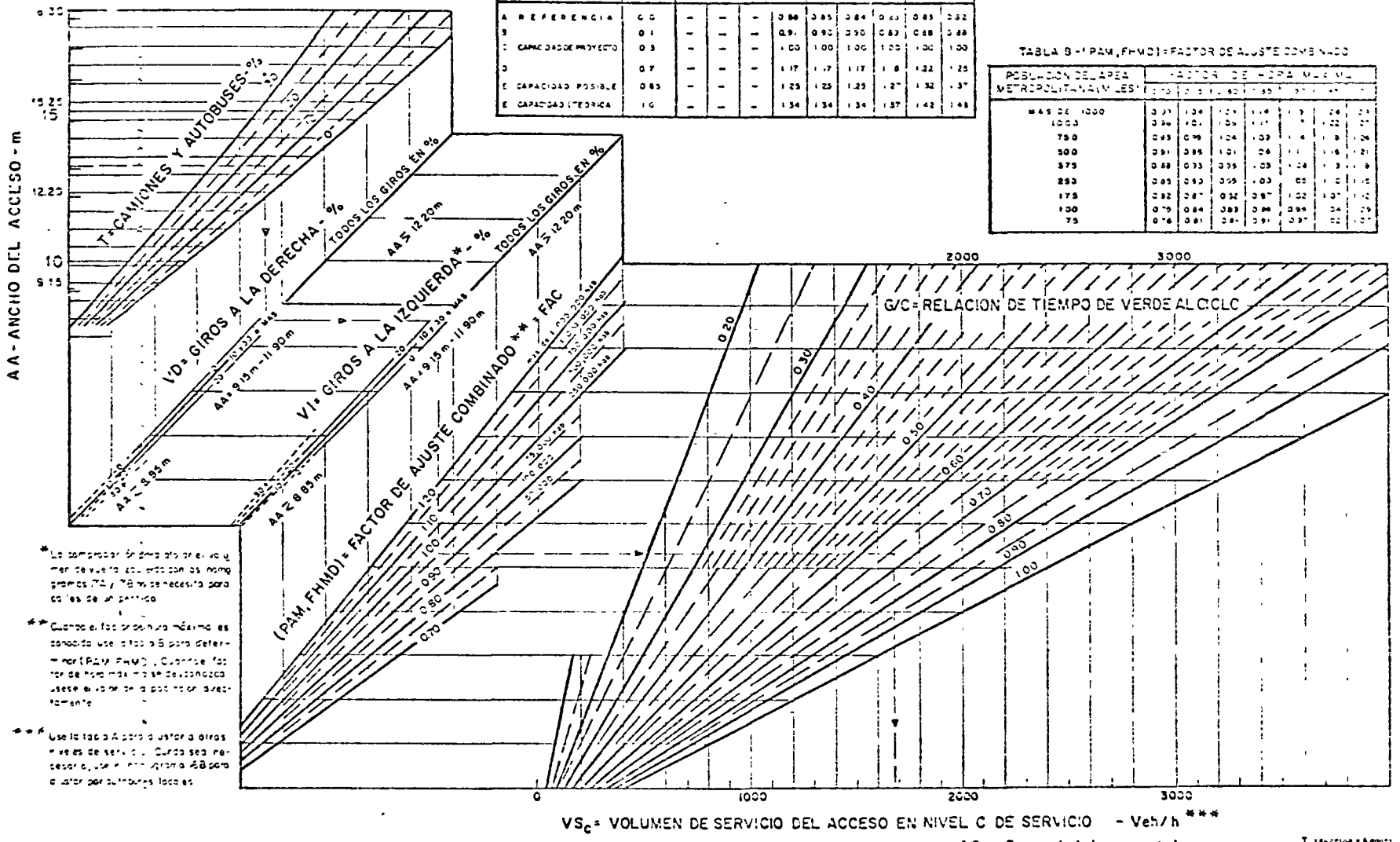
NOMOGRAMA 13

TABLA A - FACTOR DE AJUSTE (f) PARA NIVELES DE SERVICIO

| NIVELES DE SERVICIO | FACTOR DE CARGA | AA - ANCHO DEL ACCESO - m | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.05 | 4.58 | 6.1 | 7.63 | 9.15 | 10.68 | 12.20 | 9.15 | 9.85 |
| A REFERENCIA | 0.0 | – | – | – | 0.88 | 0.85 | 0.84 | 0.83 | 0.83 | 0.82 |
| B | 0.1 | – | – | – | 0.91 | 0.90 | 0.90 | 0.89 | 0.88 | 0.88 |
| C CAPACIDAD DE PROYECTO | 0.3 | – | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| D | 0.7 | – | – | – | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.22 | 1.25 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | – | – | – | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |
| E CAPACIDAD TEORICA | 1.0 | – | – | – | 1.34 | 1.34 | 1.34 | 1.37 | 1.42 | 1.48 |

TABLA B - (PAM, FHMD) = FACTOR DE AJUSTE COMBINADO

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA (MILES) | FACTOR DE HORA MAXIMA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| MAS DE 1000 | 0.97 | 1.04 | 1.11 | 1.16 | 1.19 | 1.24 | 1.31 |
| 1000 | 0.96 | 1.01 | 1.05 | 1.11 | [illegible] | 1.22 | 1.27 |
| 750 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.26 |
| 500 | 0.91 | 0.95 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 375 | 0.88 | 0.93 | 0.95 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.19 |
| 250 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.03 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 | 0.79 | 0.84 | 0.88 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 | 0.76 | 0.81 | 0.84 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |




* Los semáforos [illegible] en el número de vueltas [illegible] con los nomogramas 13A y 13B [illegible] necesita para calles de un sentido.

** Cuando el factor de hora máxima es conocido use la tabla B para determinar (PAM, FHMD). Cuando el factor de hora máxima se desconozca úsese el valor de la población directamente.

*** Use la tabla A para ajustar a otros niveles de servicio. Cuando sea necesario, use el nomograma 15B para ajustar por autobuses locales.

# CALLES DE UN SENTIDO - CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS - ZONA RESIDENCIAL

## NOMOGRAMA 14

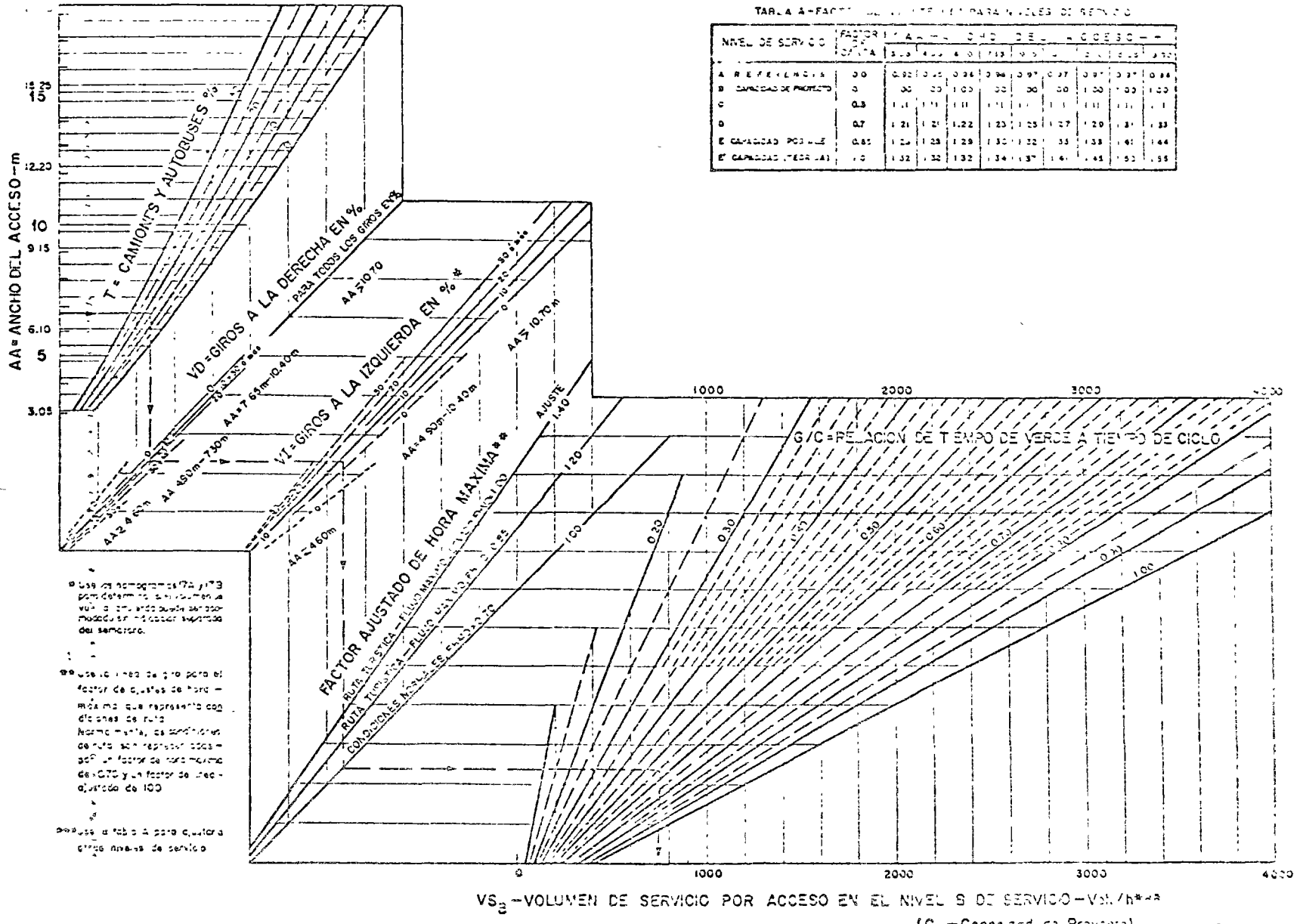



TABLA A — FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO

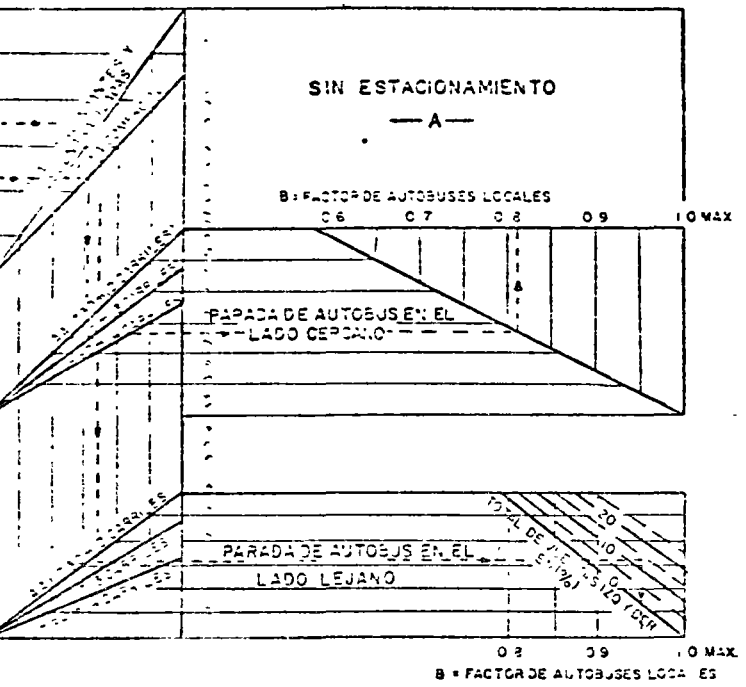
| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE CAPACIDAD | VALORES DE ACCESO | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A REFERENCIA | 0.0 | 0.92 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 |
| B CAPACIDAD DE PROYECTO | 0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C | 0.3 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 | 1.11 |
| D | 0.7 | 1.21 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.25 | 1.27 | 1.29 | 1.31 | 1.33 |
| E CAPACIDAD POSIBLE | 0.85 | 1.24 | 1.28 | 1.29 | 1.30 | 1.32 | 1.35 | 1.38 | 1.41 | 1.44 |
| E' CAPACIDAD (TEORICA) | 1.0 | 1.32 | 1.32 | 1.32 | 1.34 | 1.37 | 1.41 | 1.45 | 1.52 | 1.55 |

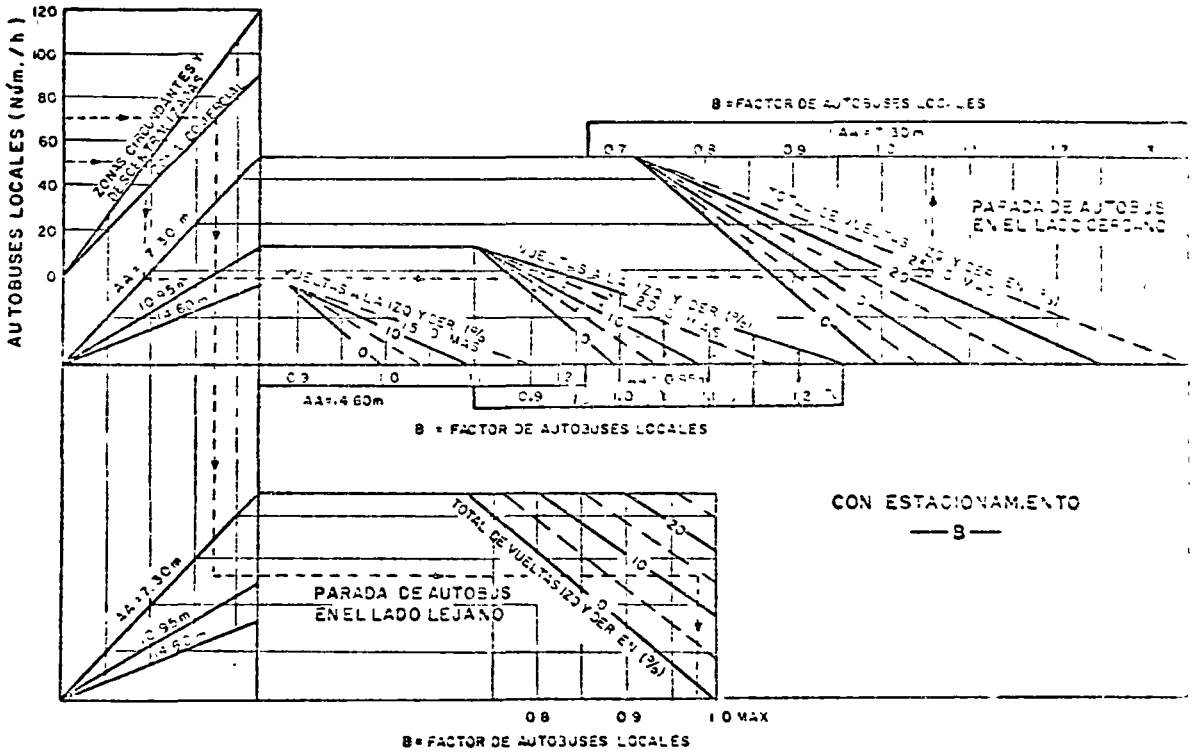
$VS_B$ — VOLUMEN DE SERVICIO POR ACCESO EN EL NIVEL B DE SERVICIO — Vehículos/hora

($C_p$ — Capacidad de Proyecto)

CARRETERA DE DOS CARRILES — SIN VEHICULOS ESTACIONADOS

NOMOGRAMA No. 15

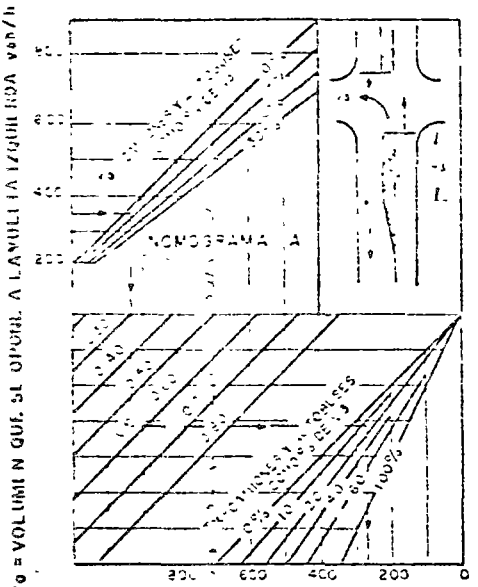


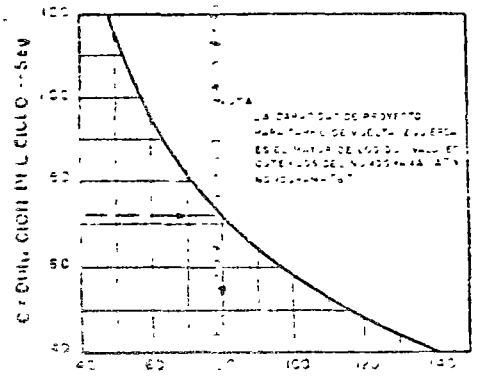




# FACTOR DE AUTOBUSES LOCALES

PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON LOS NOMOGRAMAS 3 — 14

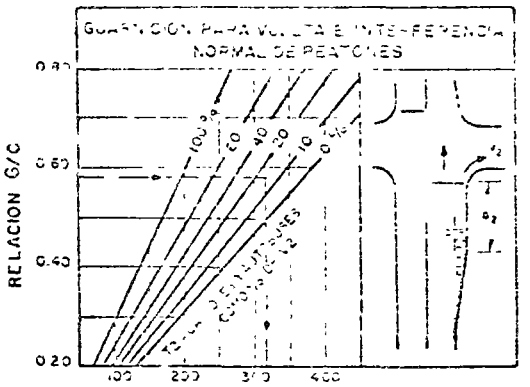
NOMOGRAMA 16

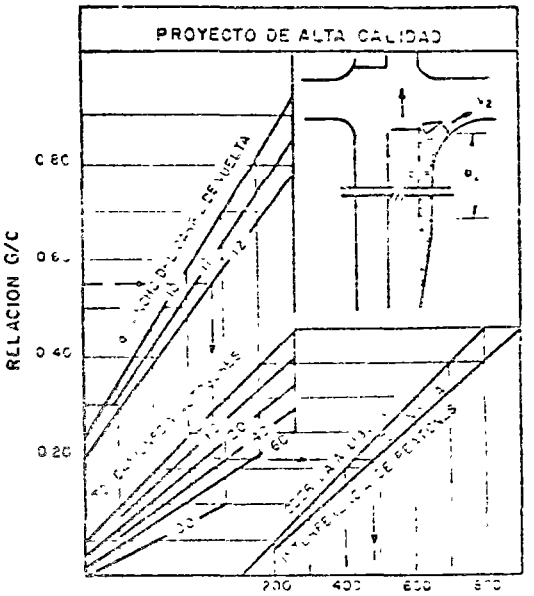


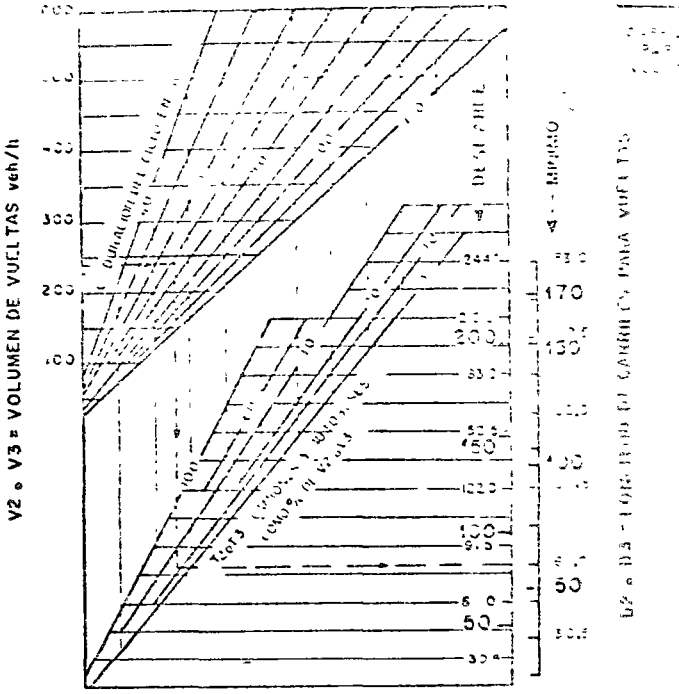

NOMOGRAMA B

NOMOGRAMA C




NOMOGRAMA D




NOMOGRAMA E

NOTA

1.- Los nomogramas A y B son aplicables para vías de 2 carriles únicamente, tanto en zonas urbanas como en las rurales.

2.- Los nomogramas C, D se aplican para vueltas derechas en calles de 2 sentidos y para vueltas derechas e izquierdas en calles de un sentido.

3.- La curva E o el nomograma D generalmente no se aplica a zonas comerciales.

4.- La capacidad de proyecto es igual al volumen de servicio C. Use la tabla "A" para ajustar a otros niveles de servicio.

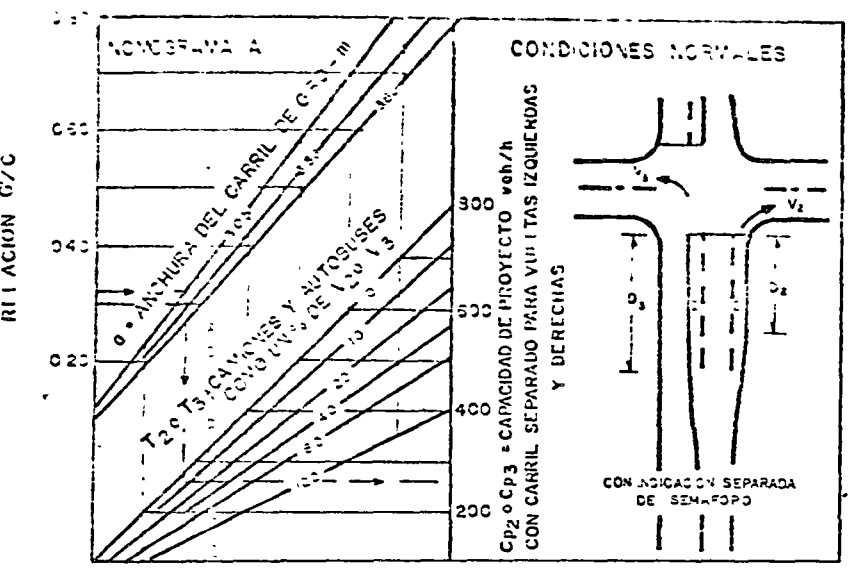
TABLA "A"
FACTORES DE AJUSTE PARA NIVELES DE SERVICIO DIFERENTES A LOS SUPUESTOS EN LA

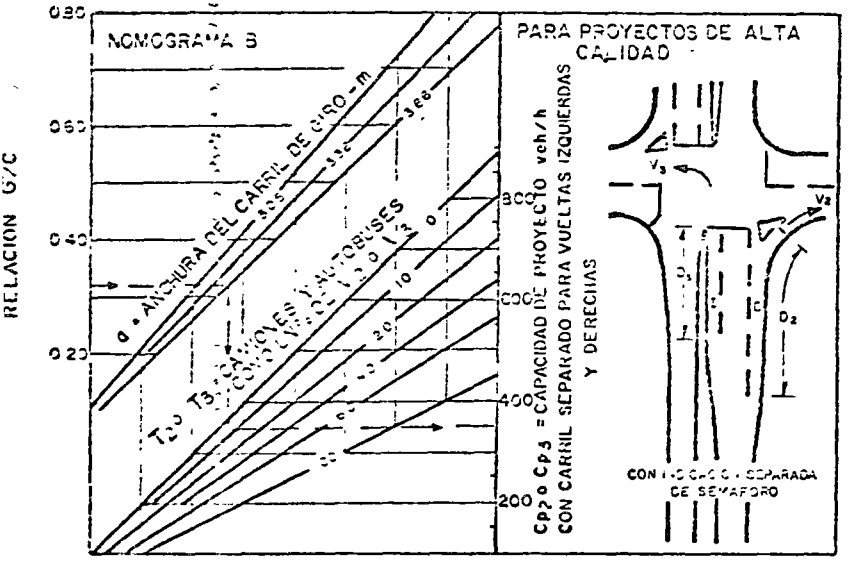
| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE AJUSTE |
|---|---|
| A | [illegible] |
| B | [illegible] |
| C | [illegible] |
| D | [illegible] |
| E y F | [illegible] |

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS DE IZQUIERDA O DERECHA

NO EXISTE INDICACION DE SEMAFORO PARA VUELTAS

NOMOGRAMA 17




NOTA:

a- Los nomogramas A y B se han preparado para dos sentidos.

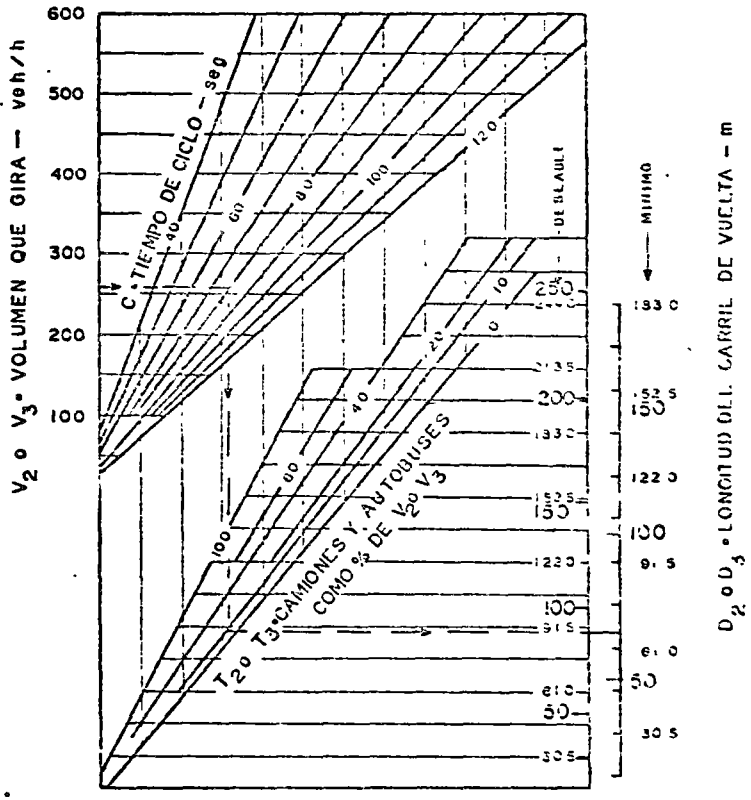
b- El nomograma B generalmente se aplica a zonas centrales de comercio.

c- La capacidad de proyecto es igual al volumen en el nivel de servicio C. La tabla A se usa para otros niveles de servicio.

TABLA "A"

FACTORES DE AJUSTE PARA MOVIMIENTOS DE GIRO CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS

| NIVEL DE SERVICIO | FACTOR DE AJUSTE |
|---|---|
| A | 0.30 |
| B | 0.50 |
| C | 1.00 |
| D | 1.50 |
| E y E' | 1.90 |




LONGITUD DEL CARRIL DE VUELTA DERECHA O IZQUIERDA

NOMOGRAMA C

Traducción y Adaptación
Ing. P. Martínez Quintanilla
Revisó
Ing. Fco. Tejeda Díaz de Leon

CARRILES SEPARADOS PARA VUELTAS IZQUIERDAS Y DERECHAS CON INDICACION SEPARADA DE SEMAFORO PARA MOVIMIENTOS DE GIRO

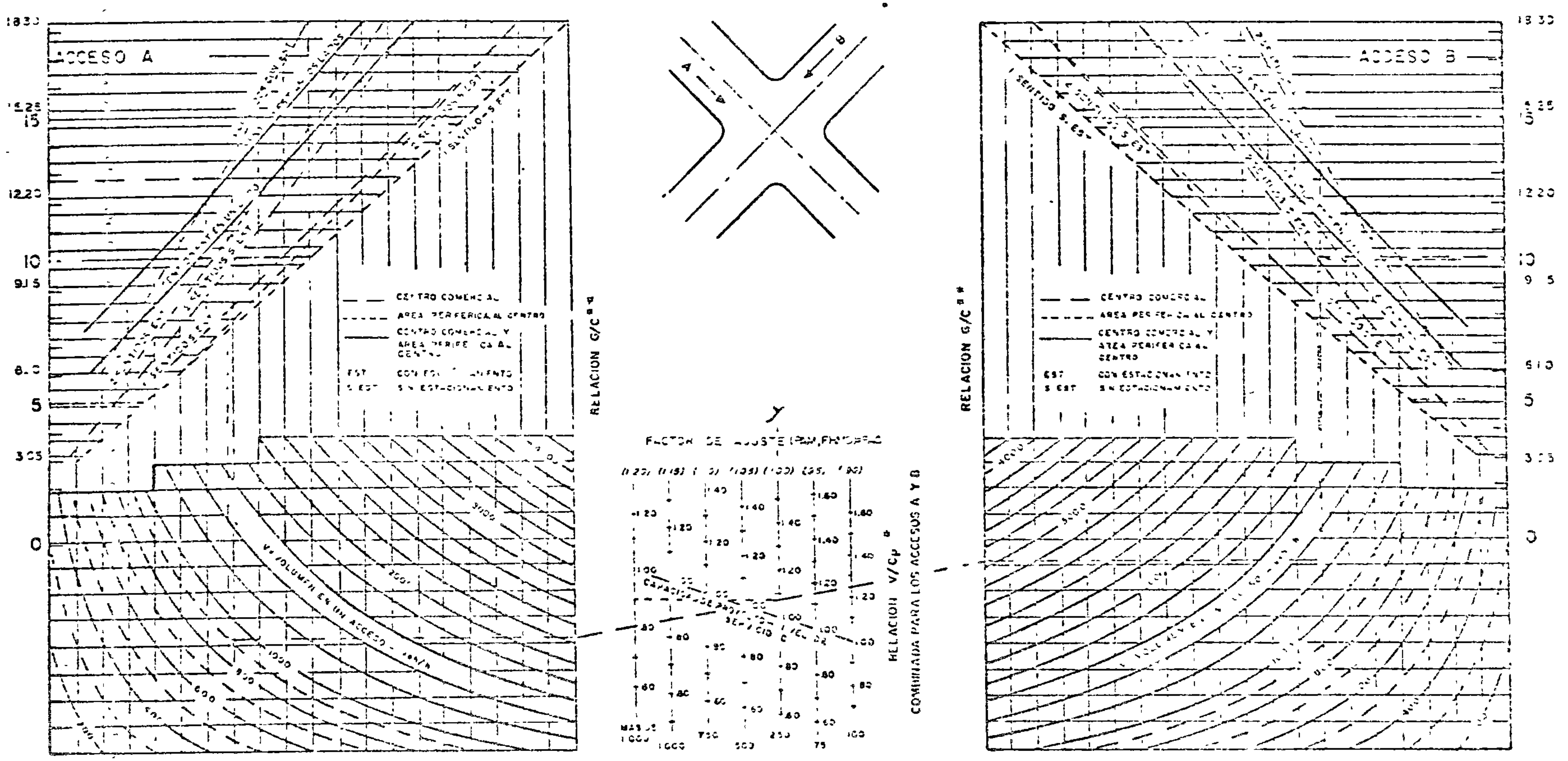
NOMOGRAMA 18

TABLA A – RELACION DE [illegible] (NIVEL C) A CAPACIDAD DE PROYECTO (NIVEL C)

| TIPO DE CALLE | CONDICIONES DE ESTACIONAMIENTO | [illegible] |  |  |  |  |  |  |  |  |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  |  | 500 | 450 | [illegible] | [illegible] | 1.0 | 60 | 220 | 125 | 850 |
| DOS SENTIDOS | [illegible] | 20 | 1.20 | 1.20 | 20 | 1.21 | 23 | 25 | 1.27 | 30 |
|  | [illegible] | - | - | [illegible] | 1.4 | 1.5 |  | 23 | 1.3 | 34 |
| UN SENTIDO | SIN ESTACIONAMIENTO | - | - | 5 | 5 | 1.2 | 2 | 5 | 1.3 | [illegible] |
|  | ESTACIONAMIENTO EN UN LADO | - | - | 1.0 | 3 | 1.5 | 8 | 20 | 1.29 | 1.30 |
|  | ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS | - | - | - | 1.25 | 1.25 | 25 | 1.27 | 1.32 | 3[illegible] |

NOTA

Los [illegible] V/Cp [illegible] nivel de servicio C [illegible] capacidad de proyecto [illegible] V/Cp es igual al valor [illegible] de los accesos en la tabla A



H = POBLACION METROPOLITANA (1000 S)

y

** Proporción de tiempo verde requerido en un acceso para que opere a la capacidad de proyecto (Nivel de servicio C) para H=250000. Para otra cantidad de habitantes, divídase entre el factor de ajuste (PAM FHMD/FAC)

CONDICIONES PREVALECIENTES EN CADA ACCESO

CAMIONES Y AUTOBUSES 5% SIN PARADA DE AUTOBUSES

GIROS A LA DERECHA 10% AMBAR 10% DEL CICLO

GIROS A LA IZQUIERDA 10%

Traducción [illegible]
Ing. [illegible]
Rev. [illegible]
Ing. [illegible]

# CAPACIDAD PARA TODO TIPO DE INTERSECCIONES – CONDICIONES URBANAS PROMEDIO

## CENTRO COMERCIAL Y ZONA PERIFERICA AL CENTRO

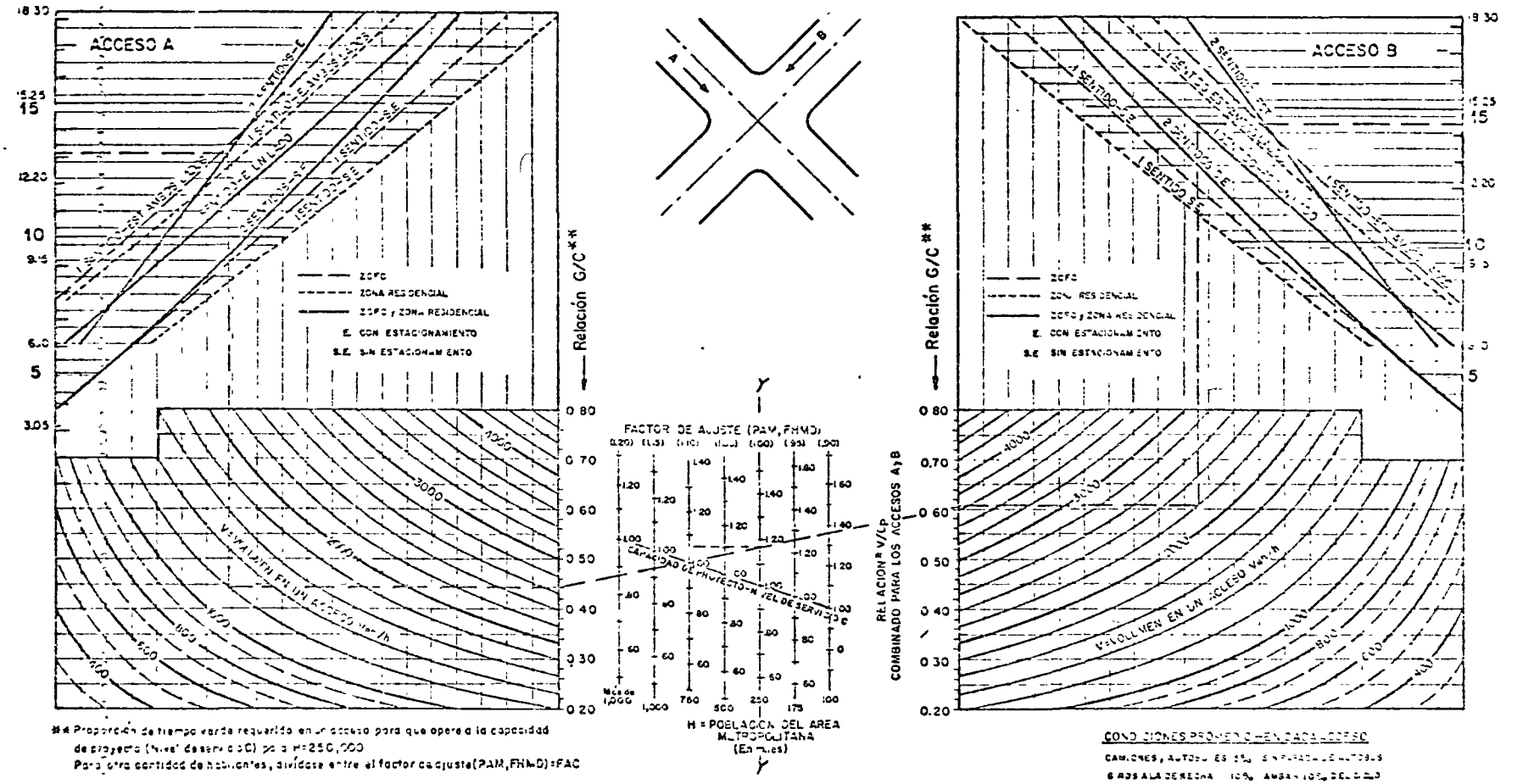
## NOMOGRAMA 19

TABLA A – RELACIÓN DE CAPACIDAD POR CARRIL (NIVEL E) A CAPACIDAD DE PROYECTO (N/VELC)

| TIPO DE CALLE | CONDICIONES DE ESTACIONAMIENTO | Factor F, según AA en metros | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] | [illegible] |
| DOS SENTIDOS | SIN ESTACIONAMIENTO | 1.20 | 1.20 | 20 | 1.20 | 21 | 1.23 | 1.23 | 27 | 30 |
| | CON ESTACIONAMIENTO | - | - | 1.13 | 1.4 | 15 | 21 | 1.29 | 13 | 34 |
| UN SENTIDO | SIN ESTACIONAMIENTO | - | - | 1.5 | 1.3 | 1.2 | 12 | 1.13 | 1.19 | 1.17 |
| | ESTACIONAMIENTO EN UN LADO | - | - | 1.10 | 1.3 | 1.4 | 1.18 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| | ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS | - | - | - | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.27 | 1.32 | 1.37 |

**NOTA**

Los soluciones en la escala V/Cp que cumplen con el nivel de servicio E (relación C/D) indican que estan con capacidad de nivel E. Aquellas que estan por arriba de la línea son subutilizadas. [illegible] 10. Puede operarse a la capacidad pues el nivel E [illegible]
V/Cp es igual al valor promedio de F para los dos accesos [illegible]




** Proporción de tiempo verde requerido en un acceso para que opere a la capacidad de proyecto (Nivel de servicio D) para H=250,000
Para otra cantidad de habitantes, dividase entre el factor de ajuste (PAM, FHMD) = FAC

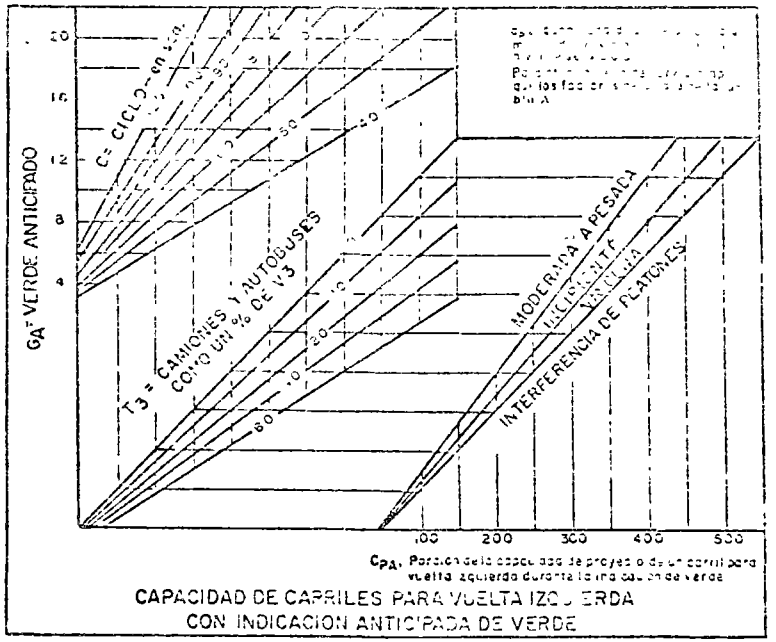
CONDICIONES PROMEDIO EN CADA ACCESO
CAMIONES y AUTOBUSES 5% [illegible]
GIROS A LA DERECHA 10% AMBAS 10% DEL TOTAL
GIROS A LA IZQUIERDA 10%

Propuesta y Aceptación
Ing. [illegible]
Ing. [illegible]

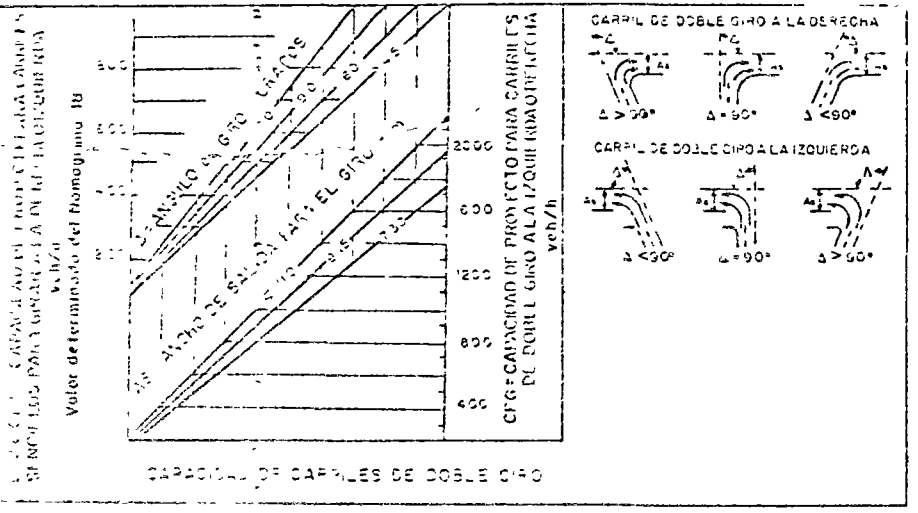
# CAPACIDAD PARA TODO TIPO DE INTERSECCIONES— CONDICIONES URBANAS PROMEDIO

## ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO Y ZONA RESIDENCIAL

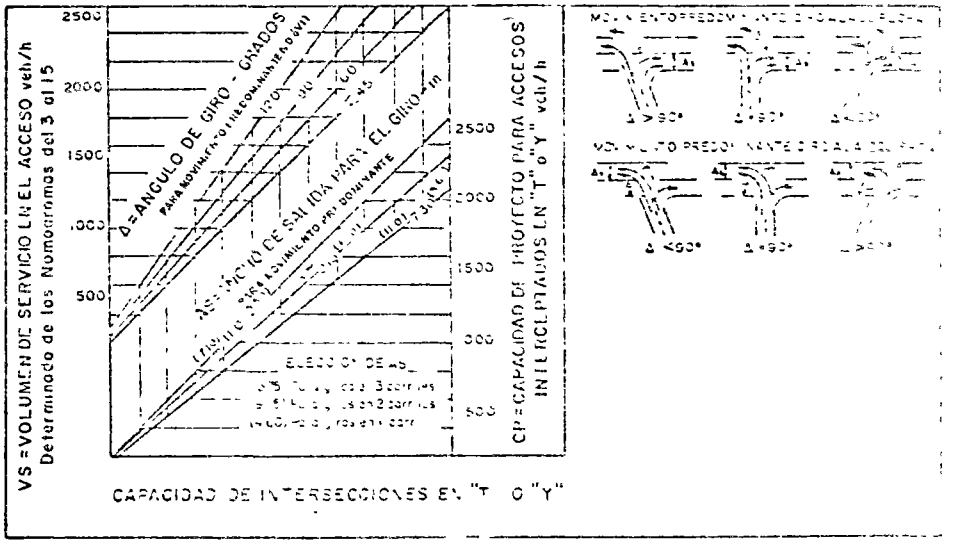
## NOMOGRAMA 20




NOMOGRAMA 21




NOMOGRAMA 22




NOMOGRAMA 23

# CONDICIONES ESPECIALES DE GIRO
# NOMOGRAMAS 21, 22, 23

# HOJA DE CALCULO PARA LA CAPACIDAD DE INTERSECCIONES

Intersección _____ Calculó _____ Fecha _____

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | DESCRIPCION GENERAL | | | | | |
| | Calle | | | | | |
| | Dirección (o acceso) | | | | | |
| | Movimiento(s) | | | | | |
| | Volumen (veh/h) | | | | | |
| | CONDICIONES FISICAS | | | | | |
| AA | Ancho del acceso (en metros) | | | | | |
| EóSE | Estacionamiento o no en un tramo de 75m | | | | | |
| | Un sentido o dos sentidos | | | | | |
| | CONDICIONES DEL MEDIO AMBIENTE | | | | | |
| LAM | Localización dentro del área metropolitana | | | | | |
| VA | Factor de área | | | | | |
| H | Número de habitantes (en miles) | | | | | |
| FHM | Factor de hora máxima | | | | | |
| PAM,FHMD | Factor de ajuste combinado (FAC) | | | | | |
| | CARACTERISTICAS DEL TRANSITO | | | | | |
| VC | % de camiones y autobuses foráneos | | | | | |
| T | Factor de camiones y autobuses Foraneos | | | | | |
| VD% | % vueltas derechas | | | | | |
| VD | Factor de vueltas derechas | | | | | |
| VI% | % de vueltas izquierdas | | | | | |
| VI | Factor de vueltas izquierdas | | | | | |
| A | Paradas de autobús (Nº hora) | | | | | |
| CóL | Cerca o lejos de la interseccion | | | | | |
| B | Factor de autobúses locales | | | | | |
| | MEDIDAS DE CONTROL | | | | | |
| V | Intervalo de verde (seg). | | | | | |
| C | Ciclo del semáforo (seg) | | | | | |
| G/C | Relación verde/ciclo | | | | | |
| NS | NIVEL DE SERVICIO | | | | | |
| fc | Factor de carga | | | | | |
| | CALCULOS | | | | | |
| | Nomogramas y tablas empleadas | | | | | |
| Fi | Factor intermedio (todos excepto G/C) | | | | | |
| FC | Factor compuesto (incluyendo G/C) | | | | | |
| ($VA_W$, fc) | Volumen (veh/hora de luz verde) | | | | | |
| VS | Volumen de Servicio (veh/h) | | | | | |
| ($VA_W$, fc) | Volumen (veh/hora de luz verde) | | | | | |
| VS | Volumen de Servicio (veh/h) | | | | | |
| FNS | Factor de ajuste para el nivel de Servicio | | | | | |

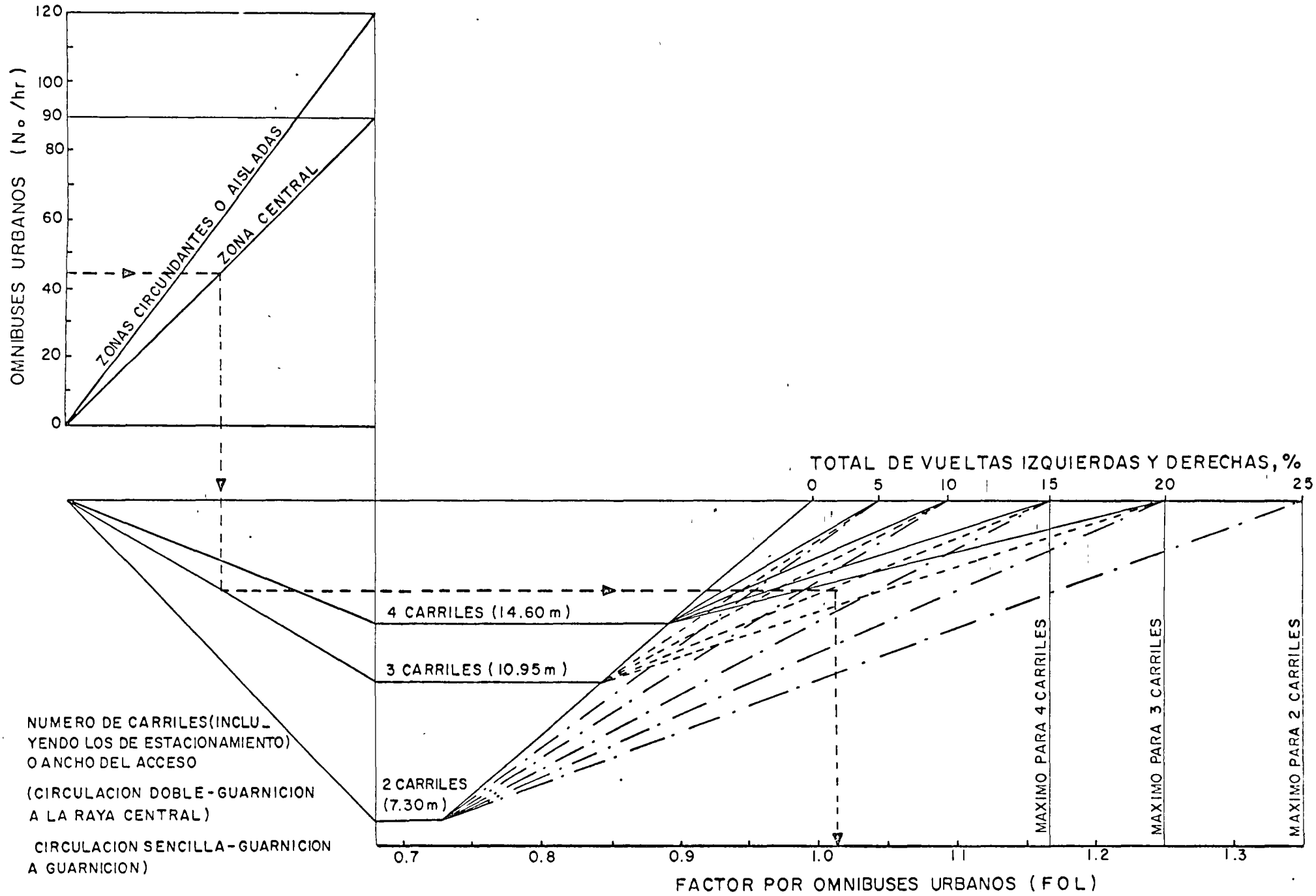
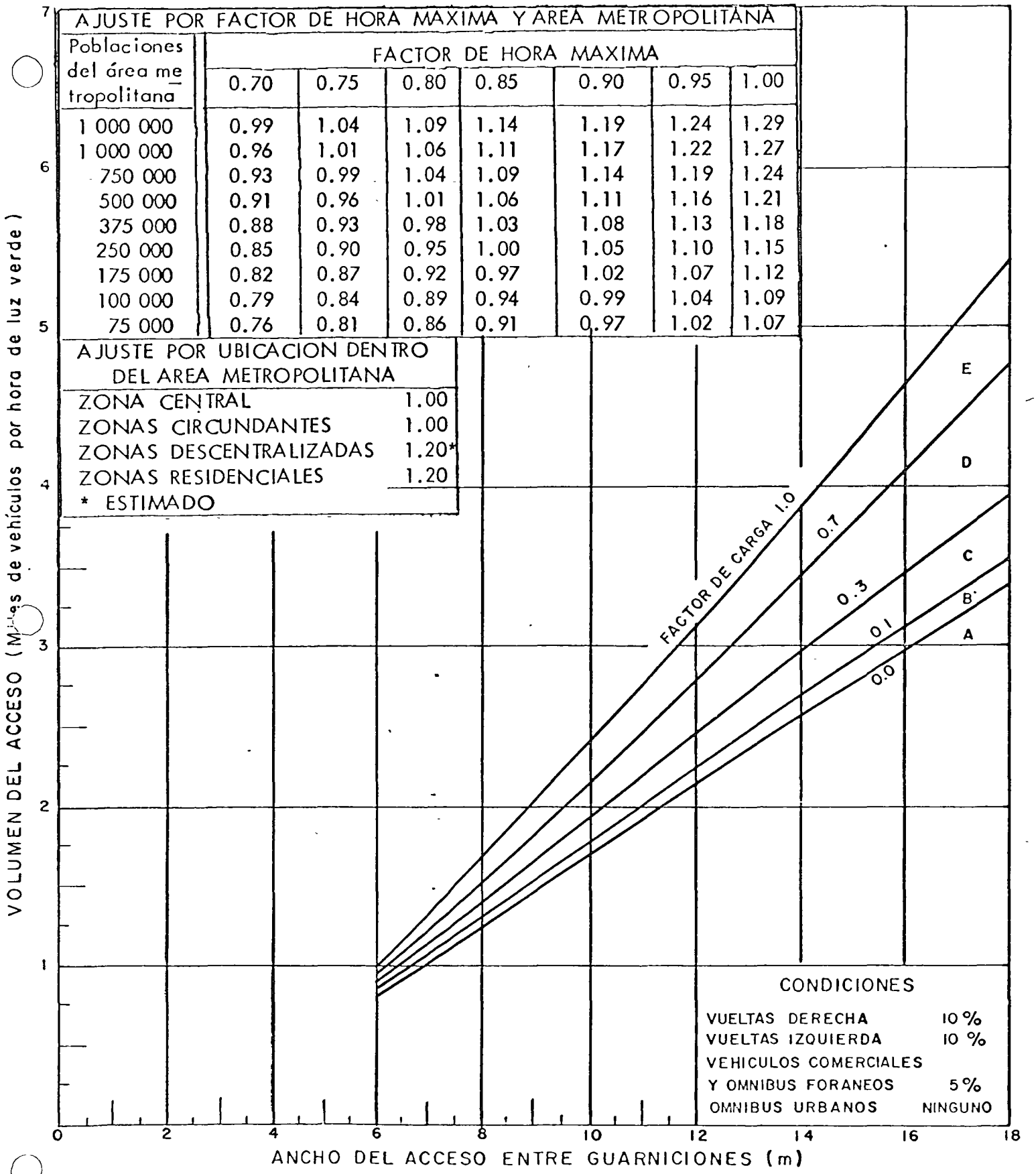



FIGURA 9.4.8 - Factor por omnibuses urbanos para parada en esquina proxima en calles con estacionamiento




AJUSTE POR FACTOR DE HORA MAXIMA Y AREA METROPOLITANA

| Poblaciones del área metropolitana | FACTOR DE HORA MAXIMA 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 000 000 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1 000 000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 000 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 500 000 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 375 000 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.18 |
| 250 000 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 000 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 000 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 000 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DEL AREA METROPOLITANA

| | |
|---|---|
| ZONA CENTRAL | 1.00 |
| ZONAS CIRCUNDANTES | 1.00 |
| ZONAS DESCENTRALIZADAS | 1.20* |
| ZONAS RESIDENCIALES | 1.20 |

* ESTIMADO

Figura 9.4.2.- Volumen de servicio para el acceso de una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación con estacionamiento en un lado

# ANALISIS DE CAPACIDAD Y PROGRAMACION DE SEMAFOROS

DIRECCION GENERAL DE INGENIERIA DE TRANSITO Y TRANSPORTES
OFICINA DE ESTUDIOS Y ANALISIS

INDICAR NORTE

INTERSECCION: _____

DELEGACION _____ COORDENADAS _____

DATOS

UBICACION _____

LONGITUD DEL CICLO _____

FACTOR DE HORA MAXIMA _____

TASA DE CRECIMIENTO DEL TRANSITO _____

TIPO DE CRECIMIENTO _____

POBLACION _____

| FASE A | FASE B | FASE C | FASE D |
|---|---|---|---|
| | | | |

| FASE | ESTACIONAMIENTO | ANCHO DEL ACCESO m / pies | % C | % ↱ | % ↰ | PARADA DE AUTOBUSES | B/HORA | G/C % | VOL HORARIO MAXIMO EN _____ | VOLUMENES DE SERVICIO | | | | | | PROGRAMACION | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | C | | D | | E | | VERDE | | AMBAR | | ROJO | | TOTAL | |
| | | | | | | | | | | Nº DE VEH | AÑO | Nº DE VEH | AÑO | Nº DE VEH. | AÑO | % | seg | % | seg | % | seg | % | seg |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

OBSERVACIONES _____

CALCULO _____ FECHA _____

FORMA U2-13

## 6.11 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS

La intersección a nivel es uno de los elementos más importantes del sistema vial, que limitan y a menudo interrumpen la circulación del tránsito.

La cantidad de vehículos que puede pasar a través de una intersección, depende de las características geométricas y de operación de los caminos, de la influencia que tienen las condiciones ambientales sobre la experiencia y acciones del conductor, de las características de la corriente del tránsito y de las medidas para el control del tránsito.

### 6.11.1 Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio en una intersección a nivel

A) Características físicas y de operación.

1. Anchura del acceso. La anchura del acceso, más bien que el número de carriles, es el elemento con mayor influencia en la capacidad. Por consiguiente, los procedimientos que se describen en este inciso, están basados en las anchuras de los accesos y no en el número de carriles. Entendiéndose por acceso la parte de la rama utilizada por el tránsito que llega a la intersección.

2. Estacionamiento. Debido a que el estacionamiento en un acceso tiene un efecto muy pronunciado en la capacidad, se considera que su presencia o su ausencia es una condición básica que debe ser definida desde un principio, antes que se haga la evaluación de otros factores, ya que la eliminación del estacionamiento proporciona un incremento considerable de la capacidad. Si se suprime el estacionamiento en uno o en ambos lados de un acceso, la capacidad deberá evaluarse para cada condición.

La condición "Sin estacionamiento", se refiere a que no hay vehículos que permanezcan o se detengan en el acceso, a excepción del ascenso y descenso ocasional de pasajeros. "Con estacionamiento", significa que los vehículos permanecen o se detienen durante cierto periodo de tiempo en el acceso.

Como regla práctica, se considera que aquellos accesos en donde se permite estacionarse a menos de 75 m de la intersección, deberán considerarse dentro del grupo "Con estacionamiento".

3. Operación en uno o en dos sentidos. Existen, obviamente, diferencias importantes entre la operación en un sentido y la operación en dos

sentidos, las cuales se reflejan en la capacidad y en los volúmenes de servicio que pueden alcanzarse. Por ejemplo, en los accesos de calles con un sentido de circulación, las vueltas a la izquierda pueden hacerse con más facilidad, debido a la ausencia de tránsito en sentido contrario. Cuando las calles transversales son también de un sentido, los conflictos ocasionados por movimientos de vuelta, son menores que si hubiera dos sentidos.

Debido a las diferencias antes señaladas, los procedimientos de análisis y los factores de ajuste para estas dos condiciones se llevan a cabo por separado.

B) Condiciones ambientales. Los factores por condiciones ambientales representan aquellas características de la demanda, que se reflejan en la corriente del tránsito, las cuales no pueden cambiarse aunque se modifique el proyecto, o se alteren los dispositivos de control de la intersección. Estos factores incluyen: el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

1. Factor de carga. El factor de carga es una medida del grado de utilización del acceso a una intersección, durante una hora de flujo máximo. Es la relación entre el número de fases verdes que están cargadas, o totalmente utilizadas por el tránsito (usualmente durante la hora máxima), y el número total de fases verdes disponibles para ese acceso durante el mismo período de tiempo. Como tal, es también una medida del nivel de servicio en el acceso, según se explicará en páginas subsecuentes.

El término "fase cargada" se usa con frecuencia para describir el grado de utilización del acceso de una intersección. Puede considerarse que la fase de luz verde de un acceso está cargada, cuando se tienen las siguientes condiciones: *a)* hay vehículos en todos los carriles, listos para cruzar la intersección cuando se prenda la luz verde y *b)* mientras sigue prendida la luz verde, siguen entrando vehículos a la intersección, sin tiempo desperdiciado o espaciamientos demasiado largos entre vehículos, debido a la ausencia de tránsito, ya sea que esta ausencia se deba a la falta de demanda o a interferencias y fricciones antes de la intersección.

2. Factor de la hora de máxima demanda. Normalmente, las variaciones de la demanda dentro de una hora pueden producir el arribo de volúmenes máximos en períodos cortos de tiempo durante la hora, los cuales exceden considerablemente al promedio. Este elemento debe tomarse en consideración con el fin de asegurar que no se formen colas largas de vehículos, durante ciertos períodos de la hora, aun cuando la capacidad en la hora no sea excedida.

3. Población del área metropolitana. Se ha observado que los accesos a intersecciones ubicadas en ciudades grandes, tienen mayor capacidad que los accesos a intersecciones con características geométricas similares, ubicadas en ciudades más pequeñas.

En general, lo anterior probablemente se deba a que los conductores en ciudades muy populosas tienen más experiencia con situaciones de altas densidades y congestionamientos de tránsito, que aquellos que operan en ciudades más pequeñas. En el procedimiento de análisis para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio, se incluyen nueve grupos que abarcan un rango muy amplio del tamaño de la población, dependiendo del número de habitantes.

Por conveniencia, en la solución de problemas, el efecto del número de habitantes del área metropolitana y el del factor de la hora de máxima demanda, se han combinado en un solo factor de ajuste.

4. Ubicación de la intersección dentro del área metropolitana. Para propósitos de análisis, se considera que dependiendo de la ubicación de la intersección dentro del área metropolitana, el efecto es distinto sobre la capacidad de la intersección. En el procedimiento de análisis, se incluyen factores de ajuste para cuatro diferentes condiciones de la ubicación, a saber: zona comercial en el centro de la ciudad; zona circundante al centro de la ciudad, donde existen entre otras cosas bodegas de almacenes, industria ligera y núcleos con alta densidad de población; zona comercial fuera del centro; y zona residencial.

C) Características del tránsito.

1. Movimientos de vuelta. No obstante que los movimientos de vuelta están directamente relacionados con las características del tránsito, éstos pueden ser controlados con frecuencia en forma deliberada. Algunos movimientos en intersecciones aisladas pueden eliminarse totalmente, o bien, estudiarse con las técnicas de la Ingeniería de Tránsito, con el fin de lograr un incremento de la capacidad.

Debido al gran número de interrelaciones de los movimientos de vuelta con otros movimientos del tránsito y de los peatones en el área de la intersección, muchas de las cuales no se han estudiado en detalle, no es posible aún establecer un criterio definido, sobre el efecto que se tiene con esos movimientos.

*a)* A continuación se incluye una lista de las características de los efectos sobre la capacidad de los movimientos de vuelta a la izquierda, los cuales han sido tomados como base para determinar los factores de ajuste que se emplean en los procedimientos de cálculo.

— El efecto por vehículo en el acceso de una intersección es menor, cuando dos o más vehículos sucesivos dan vuelta a la izquierda, que cuando vehículos aislados efectúan ese mismo movimiento.

— En calles de dos sentidos, el efecto de los vehículos que dan vuelta a la izquierda se relaciona con el número de vehículos que circulan en sentido contrario.

— El efecto de una vuelta a la izquierda está relacionado con los conflictos que ocasiona la circulación de peatones.

— Un vehículo esperando para efectuar una vuelta a la izquierda causa una reducción de capacidad más grande en una calle estrecha que en una calle ancha o en una que tenga una isleta separadora, con un carril especial para dar vuelta a la izquierda.

— La anchura de la calle transversal afecta a la velocidad de los vehículos que dan vuelta. En una calle ancha, las velocidades son más altas, debido a que los radios de giro son mayores y hay más espacio para alojar a los vehículos que dan vuelta a la izquierda.

*b)* Las vueltas a la derecha influyen también en la capacidad, dependiendo de las condiciones en la intersección. Aun cuando en este caso el tránsito en sentido contrario no tiene ningún efecto, las influencias son muy parecidas a las de las vueltas a la izquierda, y son:

— Dos o más vehículos sucesivos dando vuelta, tienen mayor efecto que si dieran la vuelta aisladamente.

— Los movimientos de vuelta a la derecha se ven afectados por los movimientos de peatones. Algunas veces, el efecto es mayor que en el caso de vueltas a la izquierda, debido a que el conflicto se produce a menudo con grupos grandes de peatones que intentan cruzar la calle.

— Un vehículo que da vuelta a la derecha causa una reducción de la capacidad, más grande en una calle ancha que en una calle estrecha.

— La influencia de la anchura de la calle transversal angosta puede ser mayor para vueltas a la derecha que para vueltas a la izquierda, debido a que el radio de giro disponible es menor. Por otra parte, cuando la interferencia de peatones es pequeña y existe un radio de giro adecuado, o donde se permite la vuelta continua a la derecha, existe un aumento en la capacidad al incrementarse el número de vueltas a la derecha, particularmente cuando la calle transversal es ancha y los vehículos que dan vuelta a la derecha libran la intersección más rápidamente que los vehículos que van de frente.

2. Vehículos pesados. Para propósitos de análisis, dentro de esta categoría quedan comprendidos los camiones y autobuses foráneos.

La presencia de vehículos pesados tiende a reducir las capacidades de los accesos de una intersección, debido a que aceleran más lentamente, además de ocupar mayor espacio que los vehículos ligeros. La magnitud del efecto es muy variable, dependiendo del tipo de vehículos, de su relación peso-potencia y en particular, de su tamaño y de su radio de giro.

Sin embargo, debido a que existen pocas investigaciones detalladas en este campo, en los procedimientos de cálculo se proporcionan únicamente factores de ajuste aproximados.

3. Autobuses urbanos. Los autobuses urbanos tienen un efecto completamente diferente sobre la capacidad de las calles de la ciudad que el producido por los autobuses foráneos, considerados como camiones.

El efecto específico que los autobuses urbanos tienen sobre la capacidad de una intersección en particular, depende de la zona de la ciudad en donde se encuentre ubicada la intersección, del ancho de la calle, de las condiciones de estacionamiento, del número de autobuses y de la ubicación de la parada de autobuses.

En general, cuando el volumen de autobuses urbanos es apreciable, las paradas de autobuses localizadas en la esquina antes de llegar a la intersección, tendrán un efecto más desfavorable en la capacidad, que una parada ubicada pasando la intersección. En los procedimientos de cálculo que se indican en las siguientes páginas, se incluyen los métodos para hacer los ajustes necesarios, en las dos condiciones antes mencionadas.

D) Medidas de control. Estas incluyen:

1. Semáforos. El semáforo ordinario regula la circulación del tránsito, a través de la siguiente secuencia de indicaciones: luz verde (siga), luz ámbar (preventiva), y luz roja (alto). En el caso más simple, los tiempos de duración de cada una de las indicaciones de la secuencia es fija, no existiendo interconexión con otros semáforos. Por otra parte, en instalaciones complejas, cada movimiento puede ser gobernado por su propia serie específica de indicaciones; el tiempo de duración de cada indicación puede ser variable y el semáforo probablemente esté interconectado con otros semáforos.

*c)* Relación tiempo de luz verde al ciclo (relación *G/C*). Este es un factor importante que se emplea en el cálculo de la capacidad, para convertir vehículos por hora de luz verde, a vehículos por hora efectiva. Con excepción de los semáforos accionados por el tránsito, la longitud del ciclo y/o la división del mismo, no sufre modificaciones dentro de los periodos máximos, de tal manera que el intervalo de luz verde para una fase cualquiera dividido por la longitud del ciclo, proporciona la relación *G/C*, para los vehículos del acceso que se mueven durante ese intervalo.

2. Número de carriles por acceso. Como ya se mencionó con anterioridad, el ancho del acceso ha probado tener mayor influencia en la capacidad, que el número de carriles; sin embargo, se han determinado algunas relaciones entre el número de carriles y la capacidad.

En la siguiente tabla se indica el número de carriles necesarios de acuerdo con el ancho del acceso, para alojar volúmenes óptimos de tránsito.

| *Ancho del acceso en metros* | *Núm. de carriles* |
|---|---|
| Hasta 5.00 | 1 |
| 5.50 a 7.50 | 2 |
| 8.00 a 12.00 | 3 |
| 12.50 a 16.50 | 4 |

### 6.11.2 Capacidad, volúmenes de servicio y niveles de servicio

Aunque para la mayor parte de los elementos de un camino se emplea la velocidad de los vehículos como una medida del nivel de servicio, tratándose de intersecciones a nivel con semáforos, su uso es poco práctico, debido a que estos dispositivos provocan altos intencionalmente. En este tipo de intersecciones, la mejor medida para el nivel de servicio es el factor de carga, por ser éste el más evidente para el conductor promedio.

Las condiciones de operación en este tipo de intersecciones para cada nivel de servicio son las siguientes:

En el nivel de servicio A, no hay fases cargadas (el factor de carga es 0.0) y sólo unas cuantas fases se acercan a esta condición. Ninguna fase del acceso es totalmente utilizada por el tránsito y no hay vehículos que esperen más de una indicación de luz roja del semáforo.

En el nivel de servicio B, la operación es estable, con un factor de carga no mayor de 0.1; ocasionalmente se utiliza totalmente una fase del acceso y un número importante de éstas se aproxima a la utilización total.

En el nivel de servicio C, continúa la operación estable. La carga de las fases es todavía intermitente, aunque más frecuente, con factores de carga que varían entre 0.1 y 0.3. Ocasionalmente algunos conductores tendrán que esperar más de una indicación de luz roja, pudiendo formarse algunas colas de los vehículos que van a dar vuelta. Muchos conductores se sienten restringidos en cierto modo, pero sin presentar objeciones. Este es el nivel de servicio que normalmente se utiliza para fines de proyecto en zonas urbanas.

En el nivel de servicio D, las restricciones son cada vez mayores, aproximandose a la inestabilidad en los límites donde el factor de carga alcanza el valor de 0.70. Las demoras de los vehículos que se aproximan pueden ser mayores durante cortos períodos dentro del período máximo, pero ocurren suficientes ciclos con poca demanda que permiten la disipación de colas.

En el nivel de servicio E, se alcanza la capacidad o sea, el mayor número de vehículos que puede alojar cualquier acceso de la intersección. Aun cuando teóricamente la capacidad equivale a tener un factor de carga de 1.0, en la práctica rara vez se produce una total utilización de las fases. Un factor de carga de 0.7 a 1.0 es por consiguiente más realista. Se recomienda el uso de un factor de carga de 0.85.

En el nivel de servicio F, el congestionamiento es total. La formación de colas después de la intersección, o en la calle transversal, puede restringir el movimiento de vehículos fuera del acceso que se está considerando; de ahí, que no puedan predecirse los volúmenes que puede alojar la intersección. En este caso no puede establecerse un valor para el factor de carga.

En la tabla 6-U se sintetiza el criterio de niveles de servicio descrito anteriormente:

| NIVEL DE SERVICIO | CARACTERISTICAS DE LA CIRCULACION | FACTOR DE CARGA |
|---|---|---|
| A..... | Libre..... | 0.0 |
| B..... | Estable..... | 0.1 |
| C... ..... | Estable..... | 0 3 |
| D..... | Poco estable..... | 0.7 |
| E (capacidad) ... | Inestable. ..... | 1 0 |
| F..... | Forzada .. ..... | No aplicable |

TABLA 6-U. NIVELES DE SERVICIO Y FACTORES DE CARGA PARA INTERSECCIONES A NIVEL, AISLADAS, CONTROLADAS CON SEMAFORO

### 6.11.3 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones urbanas

A) Cuando no existen carriles ni fases del semáforo especiales para dar vuelta. Las Figuras 6.54 a 6.58, así como las tablas que están incluidas en ellas, permiten la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio por hora de luz verde, en calles de uno y de dos sentidos, con o sin estacionamiento, cuando se tienen como datos el ancho del acceso, el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

Las gráficas fueron elaboradas suponiendo las siguientes condiciones medias:

Del lugar: factor de la hora de máxima demanda 0.85; población del área metropolitana 250 000 habitantes y ubicación en la zona comercial del centro.

Del tránsito: 10% de vueltas a la derecha, 10% de vueltas a la izquierda, 5% de vehículos pesados (camiones y autobuses foráneos) y ningún autobús urbano.

Para obtener resultados que reflejen las condiciones de operación de la intersección en estudio, los valores obtenidos de las gráficas deberán afectarse, multiplicándolos por los factores de ajuste correspondientes.

Es importante señalar que, como el volumen obtenido está en vehículos por hora de luz verde, su uso no es práctico para efectos de análisis de la operación de un acceso. Este valor deberá multiplicarse siempre por la relación $G/C$ apropiada para el acceso que se esté considerando, con el fin de determinar la capacidad o volumen de servicio, por hora efectiva.

De acuerdo con lo anterior, la capacidad o el volumen de servicio en cualquier acceso de una intersección controlada con semáforo, puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$VS = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

en la cual:

$VS$ = Volumen de servicio en el acceso (tránsito mixto en vph).

$VA_{W,FC}$ = Volumen por hora de luz verde en el acceso, en función del ancho $_W$ y del factor de carga $_{FC}$, obtenido de las Figuras 6.54 a 6.58.

$(G/C)$ = Relación luz verde-ciclo.

$(PAM, FHMD)$ = Factor de ajuste combinado, por población del área metropolitana $(PAM)$ y por factor de la hora de máxima demanda $(FHMD)$, obtenido de las tablas incluidas en las Figuras 6.54 a 6.58.

$UC$ = Factor de ajuste por la ubicación dentro de la ciudad, obtenido de las tablas incluidas en las Figuras 6.54 a 6.58.

$VD$ = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas derechas, obtenido de la tabla 6-V.

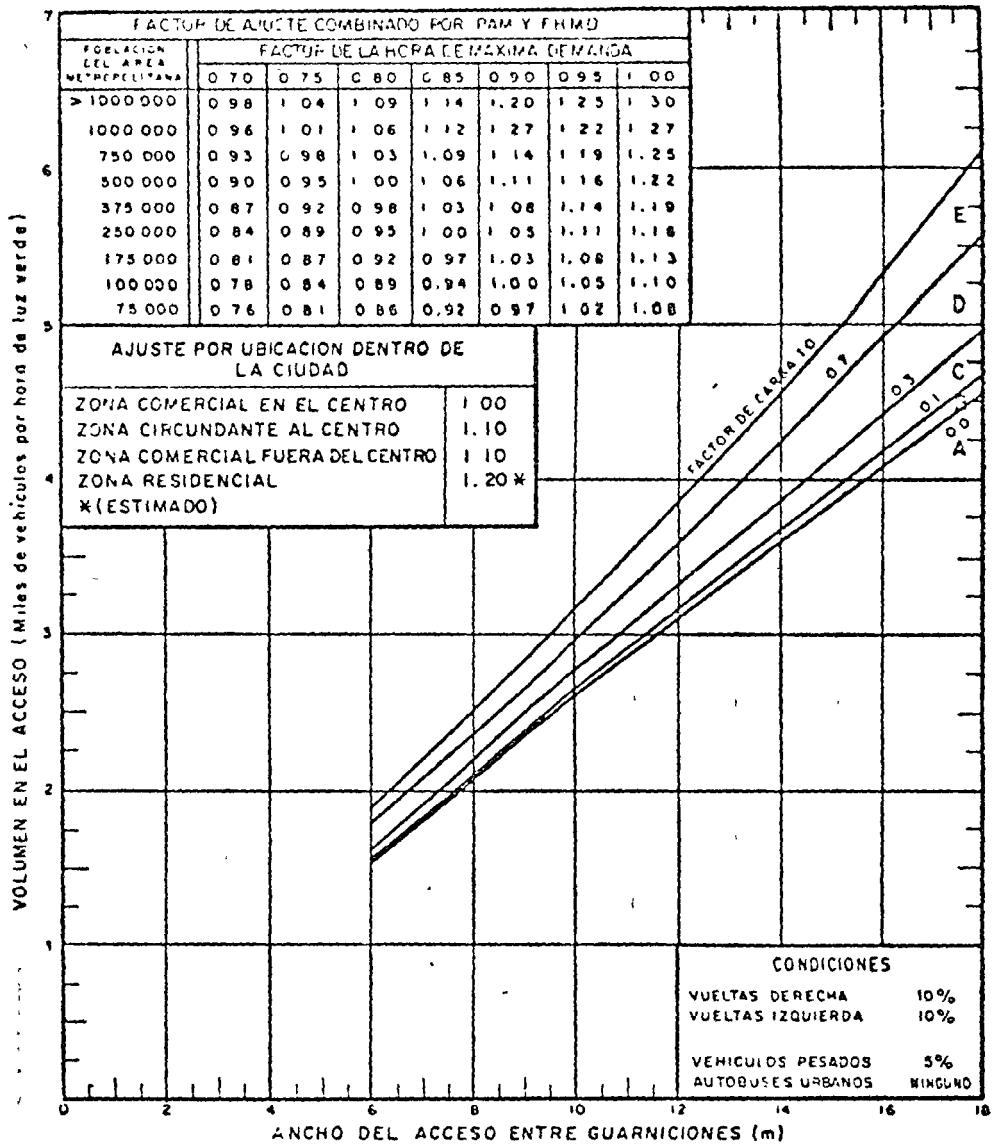
$VI$ = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas izquierdas, obtenido de la tabla 6-V o 6-W, según el caso.

$T$ = Factor de ajuste por vehículos pesados (camiones y autobuses foráneos), obtenido de la tabla 6-X.

$B$ = Factor de ajuste por autobuses urbanos, obtenido de las Figuras 6.59, 6.60, 6.61 o 6.62, según el caso.

El nivel de servicio se obtiene despejando de la misma expresión el volumen por hora de luz en el acceso $(VA_{W,FC})$; con este volumen y con el ancho del acceso considerado, se entra a la gráfica apropiada de las Figuras 6.54 a 6.58; la intersección de estos dos valores permitirá conocer el factor de carga y, por consiguiente, el nivel de servicio buscado (tabla 6-U).

Es importante señalar que, en este caso, $VS$ es el volumen de demanda en vph en el acceso considerado.



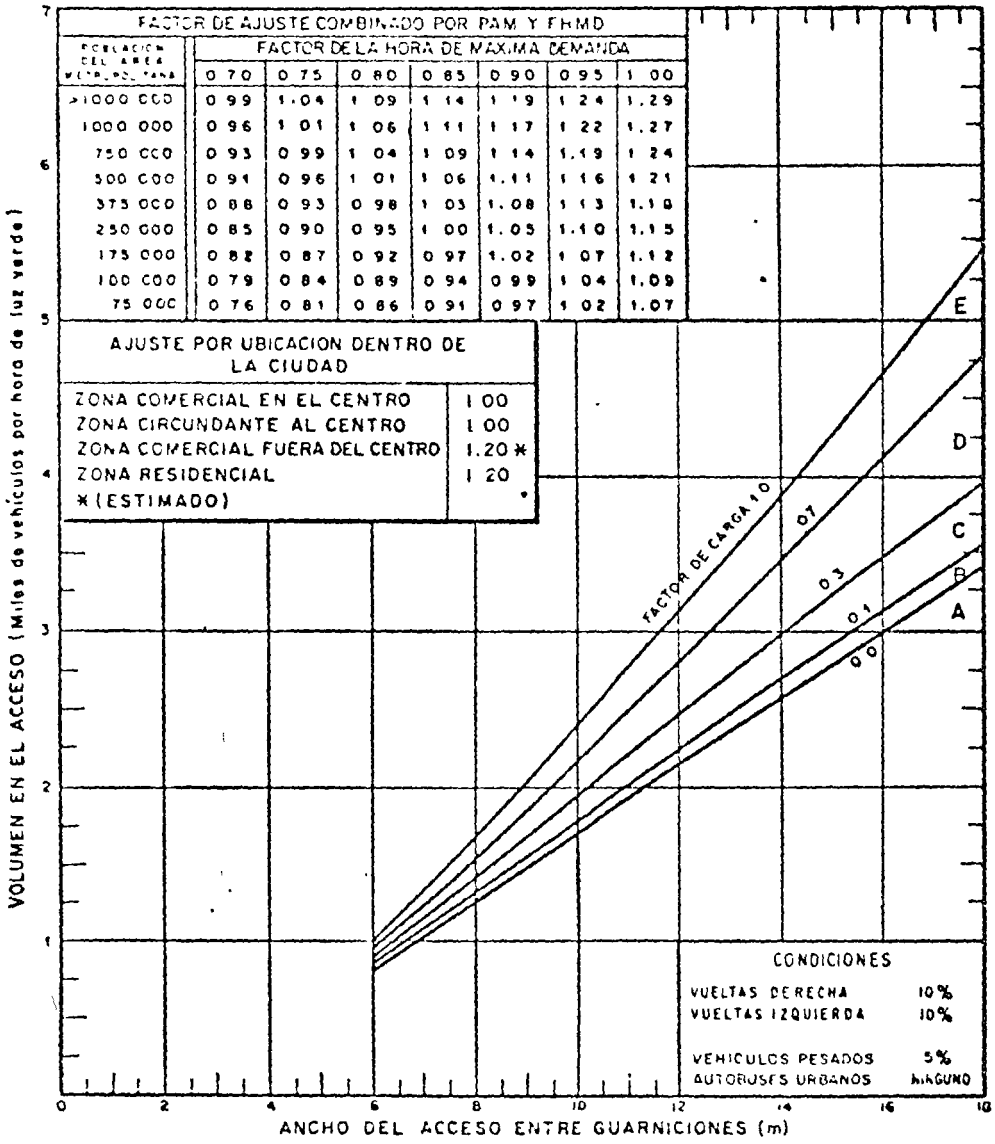

FACTOR DE AJUSTE COMBINADO POR PAM Y FHMD

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| > 1000 000 | 0.98 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| 1000 000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.12 | 1.27 | 1.22 | 1.27 |
| 750 000 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.25 |
| 500 000 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.22 |
| 375 000 | 0.87 | 0.92 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.14 | 1.19 |
| 250 000 | 0.84 | 0.89 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.11 | 1.16 |
| 175 000 | 0.81 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.03 | 1.08 | 1.13 |
| 100 000 | 0.78 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| 75 000 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.08 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DE LA CIUDAD

| | |
|---|---|
| ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO | 1.00 |
| ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO | 1.10 |
| ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO | 1.10 |
| ZONA RESIDENCIAL | 1.20 * |
| *(ESTIMADO) | |

FIGURA 6.54. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO




FACTOR DE AJUSTE COMBINADO POR PAM Y FHMD

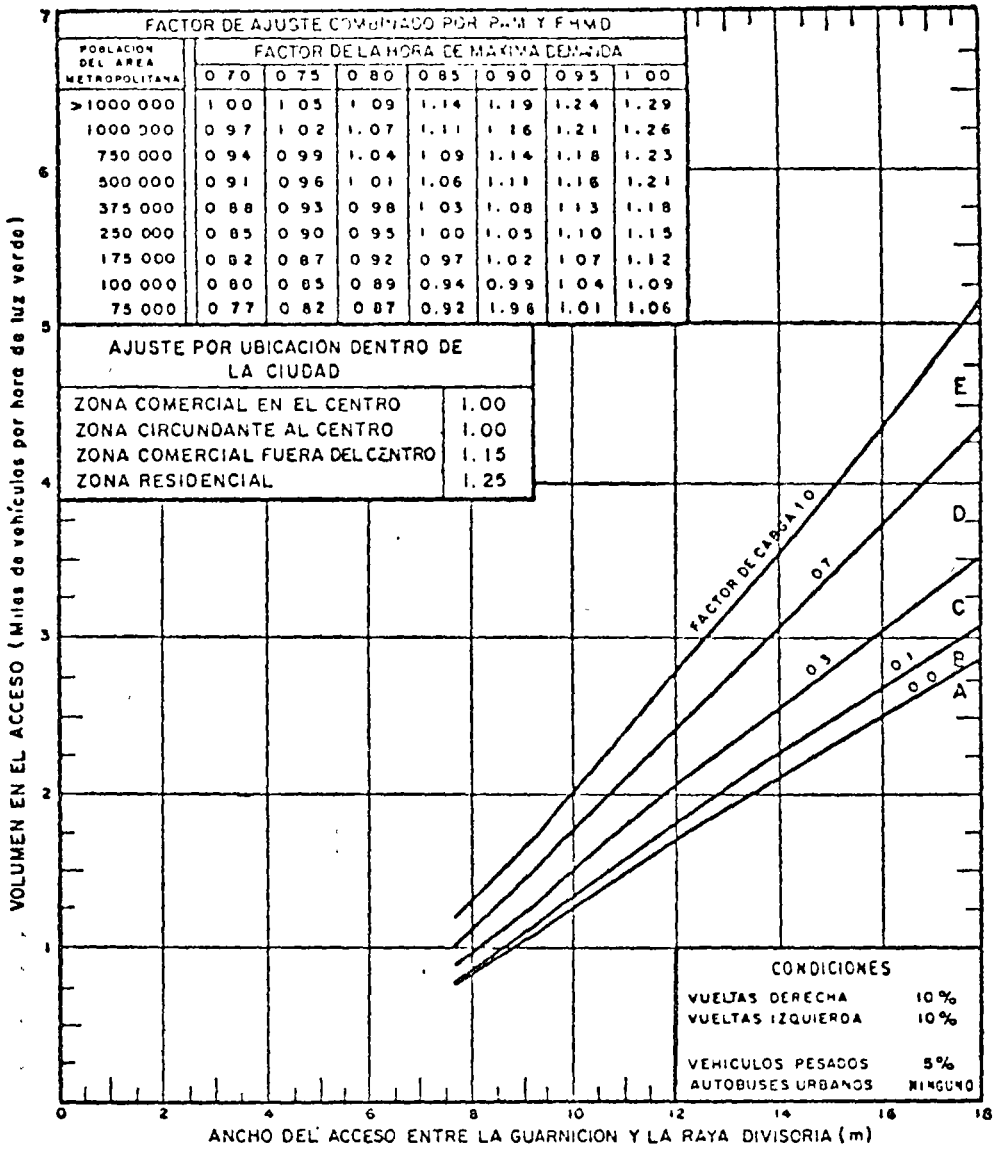
| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| >1000 000 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 000 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.17 | 1.22 | 1.27 |
| 750 000 | 0.93 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 |
| 500 000 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 375 000 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.18 |
| 250 000 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 000 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 000 | 0.79 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 000 | 0.76 | 0.81 | 0.86 | 0.91 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DE LA CIUDAD

| | |
|---|---|
| ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO | 1.00 |
| ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO | 1.00 |
| ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO | 1.20 * |
| ZONA RESIDENCIAL | 1.20 |

* (ESTIMADO)

**FIGURA 6.55. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN UN LADO**



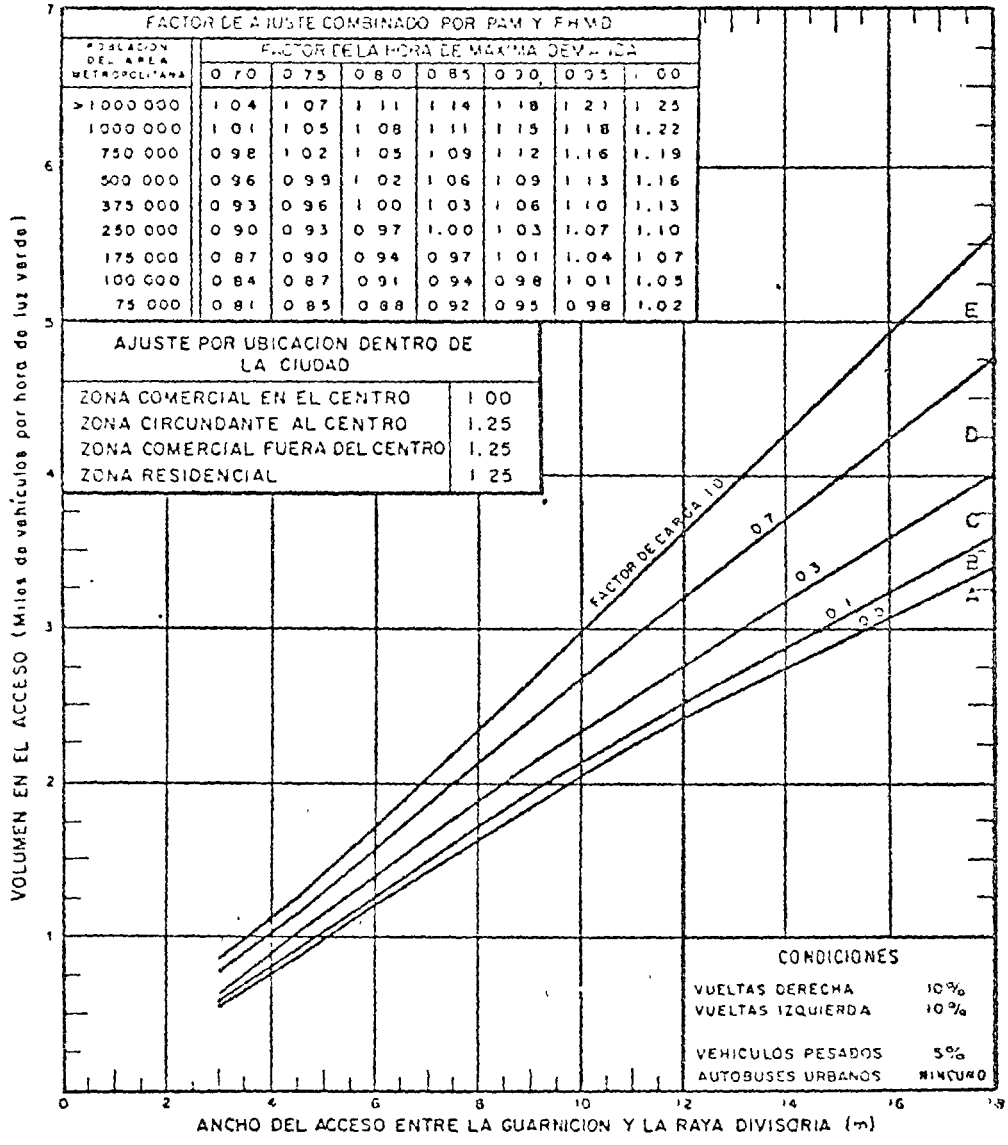

FACTOR DE AJUSTE COMBINADO POR P.H.M. Y F.H.M.D.

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| >1000 000 | 1.00 | 1.05 | 1.09 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 000 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.11 | 1.16 | 1.21 | 1.26 |
| 750 000 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.14 | 1.18 | 1.23 |
| 500 000 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.16 | 1.21 |
| 375 000 | 0.88 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.13 | 1.18 |
| 250 000 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| 175 000 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.12 |
| 100 000 | 0.80 | 0.85 | 0.89 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 000 | 0.77 | 0.82 | 0.87 | 0.92 | 1.96 | 1.01 | 1.06 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DE LA CIUDAD

| | |
|---|---|
| ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO | 1.00 |
| ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO | 1.00 |
| ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO | 1.15 |
| ZONA RESIDENCIAL | 1.25 |

FIGURA 6.56. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS



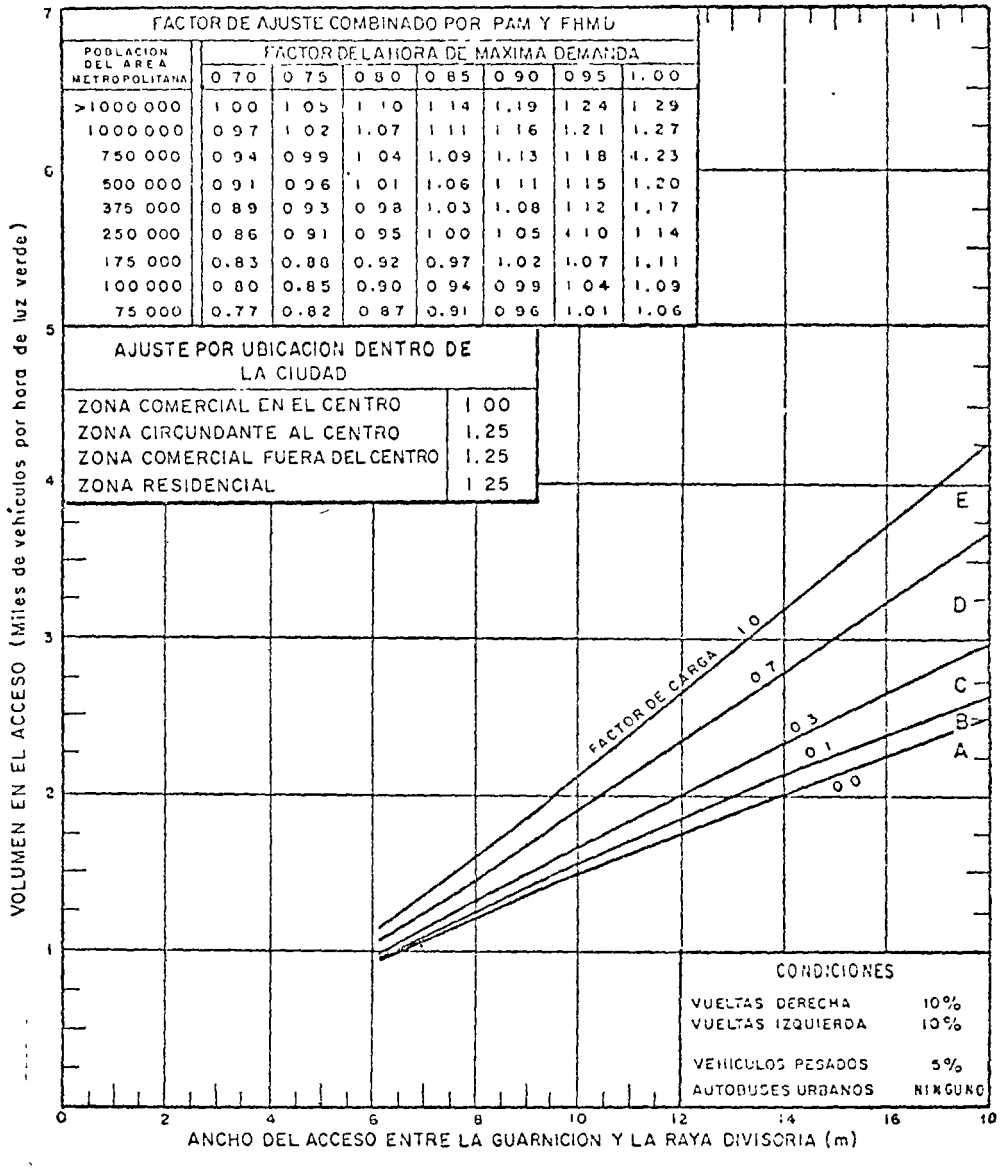

FACTOR DE AJUSTE COMBINADO POR PAM Y FHMD

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| >1 000 000 | 1.04 | 1.07 | 1.11 | 1.14 | 1.18 | 1.21 | 1.25 |
| 1 000 000 | 1.01 | 1.05 | 1.08 | 1.11 | 1.15 | 1.18 | 1.22 |
| 750 000 | 0.98 | 1.02 | 1.05 | 1.09 | 1.12 | 1.16 | 1.19 |
| 500 000 | 0.96 | 0.99 | 1.02 | 1.06 | 1.09 | 1.13 | 1.16 |
| 375 000 | 0.93 | 0.96 | 1.00 | 1.03 | 1.06 | 1.10 | 1.13 |
| 250 000 | 0.90 | 0.93 | 0.97 | 1.00 | 1.03 | 1.07 | 1.10 |
| 175 000 | 0.87 | 0.90 | 0.94 | 0.97 | 1.01 | 1.04 | 1.07 |
| 100 000 | 0.84 | 0.87 | 0.91 | 0.94 | 0.98 | 1.01 | 1.05 |
| 75 000 | 0.81 | 0.85 | 0.88 | 0.92 | 0.95 | 0.98 | 1.02 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DE LA CIUDAD

| | |
|---|---|
| ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO | 1.00 |
| ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO | 1.25 |
| ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO | 1.25 |
| ZONA RESIDENCIAL | 1.25 |

FIGURA 6.57. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO




FACTOR DE AJUSTE COMBINADO POR PAM Y FHMD

| POBLACION DEL AREA METROPOLITANA | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| >1000 000 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.14 | 1.19 | 1.24 | 1.29 |
| 1000 000 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.11 | 1.16 | 1.21 | 1.27 |
| 750 000 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 | 1.13 | 1.18 | 1.23 |
| 500 000 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 | 1.11 | 1.15 | 1.20 |
| 375 000 | 0.89 | 0.93 | 0.98 | 1.03 | 1.08 | 1.12 | 1.17 |
| 250 000 | 0.86 | 0.91 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.14 |
| 175 000 | 0.83 | 0.88 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 1.07 | 1.11 |
| 100 000 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.94 | 0.99 | 1.04 | 1.09 |
| 75 000 | 0.77 | 0.82 | 0.87 | 0.91 | 0.96 | 1.01 | 1.06 |

AJUSTE POR UBICACION DENTRO DE LA CIUDAD

| | |
|---|---|
| ZONA COMERCIAL EN EL CENTRO | 1.00 |
| ZONA CIRCUNDANTE AL CENTRO | 1.25 |
| ZONA COMERCIAL FUERA DEL CENTRO | 1.25 |
| ZONA RESIDENCIAL | 1.25 |

FIGURA 6.58. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO

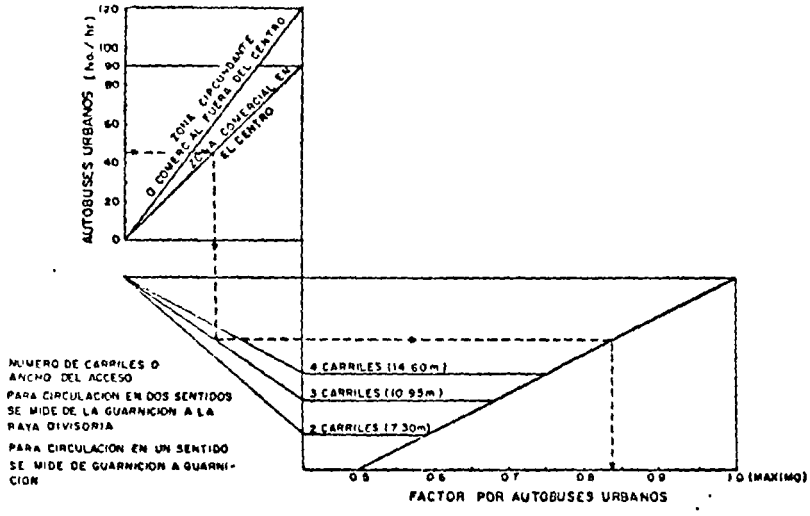



FIGURA 6.59. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

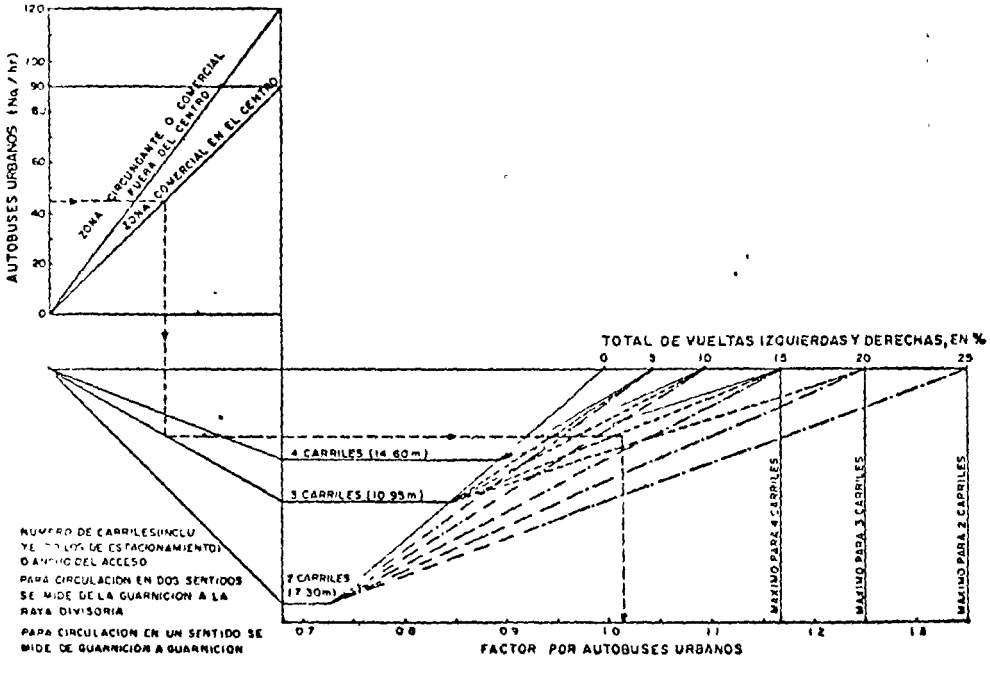



FIGURA 6.60. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

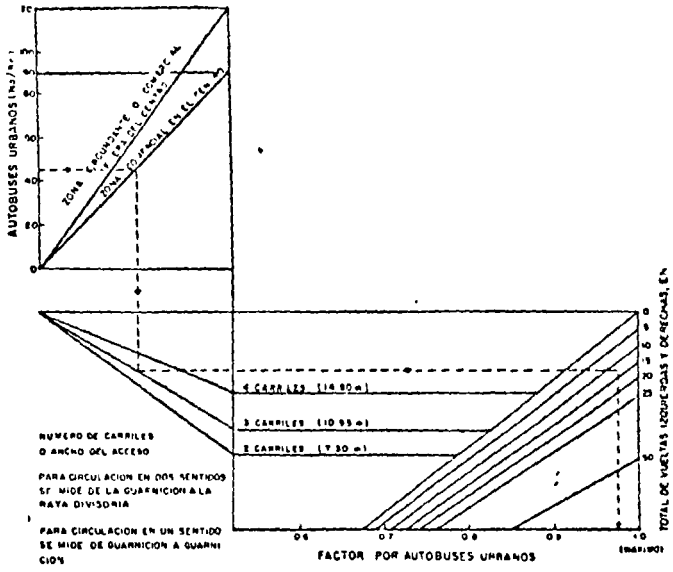



FIGURA 6.61. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

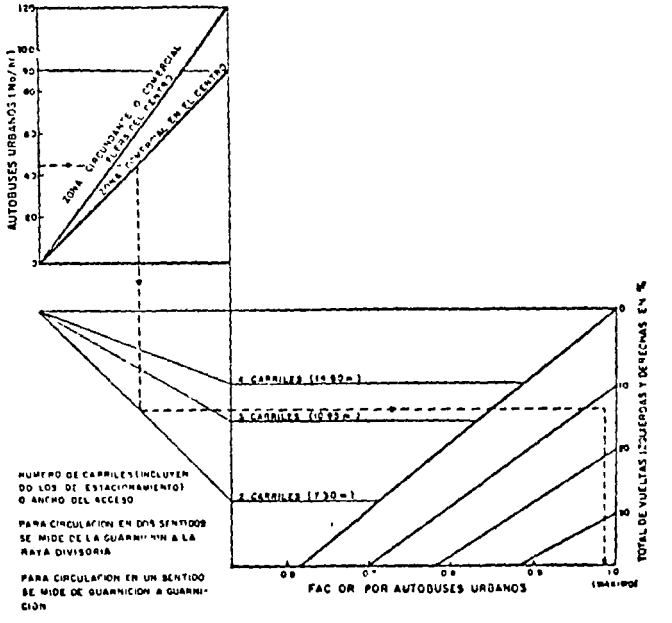



FIGURA 6.62. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

| VUELTAS[b] % | FACTOR DE AJUSTE[a] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | SIN ESTACIONAMIENTO[c] | | | CON ESTACIONAMIENTO[d] | | |
| | ANCHO DEL ACCESO ≤4 50m | ANCHO DEL ACCESO 500 a 750m | ANCHO DEL ACCESO 800 a 1050m | ANCHO DEL ACCESO ≤ 6 00 m | ANCHO DEL ACCESO 650 a 9 00m | ANCHO DEL ACCESO 9.50 a 12 00m |
| 0 | 1.20 | 1.050 | 1.025 | 1 20 | 1 050 | 1.025 |
| 1 | 1 18 | 1.045 | 1 020 | 1.18 | 1 045 | 1 020 |
| 2 | 1 16 | 1 040 | 1 020 | 1 16 | 1 040 | 1 020 |
| 3 | 1.14 | 1.035 | 1.015 | 1.14 | 1.035 | 1.015 |
| 4 | 1 12 | 1.030 | 1 015 | 1 12 | 1 030 | 1.015 |
| 5 | 1 10 | 1·025 | 1.010 | 1 10 | 1 025 | 1 010 |
| | | | | | | |
| 6 | 1 08 | 1 020 | 1 010 | 1 08 | 1 020 | 1 010 |
| 7 | 1 06 | 1 015 | 1 005 | 1 06 | 1 015 | 1 005 |
| 8 | 1 04 | 1 010 | 1 005 | 1 04 | 1 010 | 1 005 |
| 9 | 1 02 | 1 005 | 1 000 | 1 02 | 1.005 | 1 000 |
| 10 | 1 00 | 1 000 | 1 000 | 1 00 | 1 000 | 1 000 |
| | | | | | | |
| 11 | 0 99 | 0 995 | 1 000 | 0 99 | 0 995 | 1 000 |
| 12 | 0 98 | 0 990 | 0 995 | 0 98 | 0 990 | 0 995 |
| 13 | 0 97 | 0 985 | 0 995 | 0 97 | 0 985 | 0 995 |
| 14 | 0 96 | 0 980 | 0 990 | 0 96 | 0 980 | 0 990 |
| 15 | 0 95 | 0 975 | 0 990 | 0 95 | 0 975 | 0 990 |
| | | | | | | |
| 16 | 0 94 | 0 970 | 0 985 | 0 94 | 0 970 | 0 985 |
| 17 | 0 93 | 0 965 | 0 985 | 0 93 | 0 965 | 0 985 |
| 18 | 0 92 | 0 960 | 0 980 | 0 92 | 0 960 | 0 980 |
| 19 | 0 91 | 0 955 | 0 980 | 0 91 | 0 955 | 0 980 |
| 20 | 0 90 | 0 950 | 0 975 | 0 90 | 0 950 | 0 975 |
| | | | | | | |
| 22 | 0 89 | 0 940 | 0 980 | 0 89 | 0 940 | 0 980 |
| 24 | 0 88 | 0 930 | 0 985 | 0 88 | 0 930 | 0 985 |
| 26 | 0 87 | 0 920 | 0 990 | 0 87 | 0 920 | 0 990 |
| 28 | 0 86 | 0 910 | 0 995 | 0 86 | 0 910 | 0 995 |
| 30 o más | 0 85 | 0 900 | 1 000 | 0 85 | 0 900 | 1 000 |

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo.

b) Considérense las vueltas a la derecha y a la izquierda separadamente No se sumen.

c) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 10 50 m

d) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 12.00 m

**TABLA 6-V. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE DOS SENTIDOS, VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE UN SENTIDO Y VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE UN SENTIDO**

| VUELTAS % | FACTOR DE AJUSTE[a] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | SIN ESTACIONAMIENTO | | | CON ESTACIONAMIENTO | | |
| | ANCHO DEL ACCESO ≤ 4.50m | ANCHO DEL ACCESO 5.00 a 10.50m | ANCHO DEL ACCESO ≥ 11.00m | ANCHO DEL ACCESO ≤ 6.00m | ANCHO DEL ACCESO 6.50 a 12.00m | ANCHO DEL ACCESO ≥ 12.50m |
| 0 | 1.30 | 1.10 | 1.050 | 1.30 | 1.10 | 1.050 |
| 1 | 1.27 | 1.09 | 1.045 | 1.27 | 1.09 | 1.045 |
| 2 | 1.24 | 1.08 | 1.040 | 1.24 | 1.08 | 1.040 |
| 3 | 1.21 | 1.07 | 1.035 | 1.21 | 1.07 | 1.035 |
| 4 | 1.18 | 1.06 | 1.030 | 1.18 | 1.06 | 1.030 |
| 5 | 1.15 | 1.05 | 1.025 | 1.15 | 1.05 | 1.025 |
| 6 | 1.12 | 1.04 | 1.020 | 1.12 | 1.04 | 1.020 |
| 7 | 1.09 | 1.03 | 1.015 | 1.09 | 1.03 | 1.015 |
| 8 | 1.06 | 1.02 | 1.010 | 1.06 | 1.02 | 1.010 |
| 9 | 1.03 | 1.01 | 1.005 | 1.03 | 1.01 | 1.005 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.000 | 1.00 | 1.00 | 1.000 |
| 11 | 0.98 | 0.99 | 0.995 | 0.98 | 0.99 | 0.995 |
| 12 | 0.96 | 0.98 | 0.990 | 0.96 | 0.98 | 0.990 |
| 13 | 0.94 | 0.97 | 0.985 | 0.94 | 0.97 | 0.985 |
| 14 | 0.92 | 0.96 | 0.980 | 0.92 | 0.96 | 0.980 |
| 15 | 0.90 | 0.95 | 0.975 | 0.90 | 0.95 | 0.975 |
| 16 | 0.89 | 0.94 | 0.970 | 0.89 | 0.94 | 0.970 |
| 17 | 0.88 | 0.93 | 0.965 | 0.88 | 0.93 | 0.965 |
| 18 | 0.87 | 0.92 | 0.960 | 0.87 | 0.92 | 0.960 |
| 19 | 0.86 | 0.91 | 0.955 | 0.86 | 0.91 | 0.955 |
| 20 | 0.85 | 0.90 | 0.950 | 0.85 | 0.90 | 0.950 |
| 22 | 0.84 | 0.89 | 0.940 | 0.84 | 0.89 | 0.940 |
| 24 | 0.83 | 0.88 | 0.930 | 0.83 | 0.88 | 0.930 |
| 26 | 0.82 | 0.87 | 0.920 | 0.82 | 0.87 | 0.920 |
| 28 | 0.81 | 0.86 | 0.910 | 0.81 | 0.86 | 0.910 |
| 30 ó más | 0.80 | 0.85 | 0.900 | 0.80 | 0.85 | 0.900 |

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo

**TABLA 6-W. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE DOS SENTIDOS**

| CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS % | FACTOR DE AJUSTE | CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS % | FACTOR DE AJUSTE | CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS % | FACTOR DE AJUSTE |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 05 | 7 | 0.98 | 14 | 0.91 |
| 1 | 1.04 | 8 | 0.97 | 15 | 0.90 |
| 2 | 1.03 | 9 | 0.96 | 16 | 0 89 |
| 3 | 1.02 | 10 | 0.95 | 17 | 0.88 |
| 4 | 1.01 | 11 | 0.94 | 18 | 0.87 |
| 5 | 1.00 | 12 | 0.93 | 19 | 0.86 |
| 6 | 0.99 | 13 | 0.92 | 20 | 0.85 |

TABLA 6-X. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS

B) Cuando existen carriles especiales para vueltas controladas con semáforo. El procedimiento a seguir, es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. Considérese que un carril especial para dar vuelta tiene los siguientes volúmenes de servicio:

| *Nivel de servicio* | *Vehículos por hora de luz verde (un carril)* | *Vehículos pesados (%)* |
|---|---|---|
| A, B, C, | 800 | 5 |
| D | 1 000 | 5 |
| E (capacidad) | 1 200 | 5 |

Aplíquese la relación $G/C$ correspondiente a la indicación de luz verde para vueltas y el factor de ajuste apropiado obtenido de la tabla 6-X para porcentajes de vehículos pesados diferentes del 5%.

Cuando existen dos o más carriles especiales para dar vuelta, al primer carril se le asignan los valores de la tabla y a los demás se les asigna el 80% del valor del primer carril.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

C) Cuando existen carriles especiales para vueltas que no estén controladas por el semáforo. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso, el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. En este caso se presentan dos variantes:

*a)* Con un carril especial para vueltas a la derecha: para cualquier nivel de servicio, úsese un valor igual a $600 \times G/C$ en vehículos por hora, suponiendo 5% de vehículos pesados en caso de que las vueltas deban efectuarse simultáneamente con el cruce de peatones. Si no existe cruce con peatones, úsense los valores que se dan para la condición en que exista control del semáforo, ver apartado B). Hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

*b)* Con un carril especial para vueltas a la izquierda: para cualquier nivel de servicio, considérese el volumen de servicio como la diferencia entre 1 200 vehículos y el volumen total de tránsito en sentido contrario, en términos de vehículos ligeros por hora de luz verde, pero no menos de dos vehículos por cada ciclo del semáforo; aplíquese la relación $G/C$ según sea el caso, y hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1, 2 *a)* y 2 *b)*, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

D) Cuando no existan carriles especiales para vueltas pero existe control del semáforo. Esta situación se presenta cuando se permiten movimientos de vuelta en intervalos diferentes al de la fase del semáforo para el tránsito que sigue de frente, por medio de flechas dentro de la indicación de luz verde, aun cuando no existan carriles especiales para dar vuelta. Esto ocurre también, cuando el tránsito en dirección opuesta no tiene períodos simultáneos de luz verde.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Cuando exista tránsito en sentido contrario, aplíquese el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando el ancho del acceso.

2. Cuando no exista tránsito en sentido contrario, aplíquese también el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando las vueltas a la izquierda como vueltas en calles de un solo sentido.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total en el acceso.

### 6.11.4 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones rurales

Para intersecciones en zonas rurales, se toma como base para el cálculo la Figura 6.63, la cual permite la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio en este tipo de intersecciones. Esta gráfica ha sido elaborada suponiendo un valor de 0.7 para el factor de la hora de máxima demanda y sin estacionamiento en el camino. Además, se supusieron las siguientes condiciones del tránsito: 10% de vueltas a la derecha, 10% de vueltas a la izquierda y 5% de vehículos pesados. Para condiciones distintas de las mencionadas, los resultados que se obtengan de la gráfica, deberán afectarse por los factores de ajuste correspondientes.

Si la intersección rural está sobre un camino exento de conflictos urbanos, pero sujeta ocasionalmente a fuerte demanda por un lapso de varias horas, o sea con un factor de la hora de máxima demanda igual a 1.00 que genere una acumulación continua de vehículos, la operación puede aproximarse al valor máximo de 1 500 vehículos ligeros por carril por hora de luz verde. Bajo estas condiciones, los volúmenes que se lean en la gráfica, para factores de carga cercanos a 1.0, deben multiplicarse por 1.4.

Cuando exista estacionamiento, puede emplearse la Figura 6.58 en lugar de la Figura 6.53, pero sin aplicar los factores de las tablas que aparecen en esa figura.

La capacidad o el volumen de servicio en cualquier acceso de una intersección rural se obtiene con la siguiente expresión:

$$VS = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(VD)\,(VI)\,(T)$$

en la cual:

$VS$ = Volumen de servicio en el acceso (tránsito mixto en vph).

$VA_{W,FC}$ = Volumen por hora de luz verde en el acceso, en función del ancho $W$ y del factor de carga $FC$ obtenido de la Figura 6.63. Cuando exista estacionamiento úsese la Figura 6.58, pero sin aplicar los factores de ajuste de las tablas que aparecen en esa figura.

$G/C$ = Relación luz verde-ciclo.

$VD$ = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas derechas, obtenido de la tabla 6-V.

$VI$ = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas izquierdas, obtenido de la tabla 6-V o de la tabla 6-W, según el caso.

$T$ = Factor de ajuste por vehículos pesados, obtenido de la tabla 6-X.

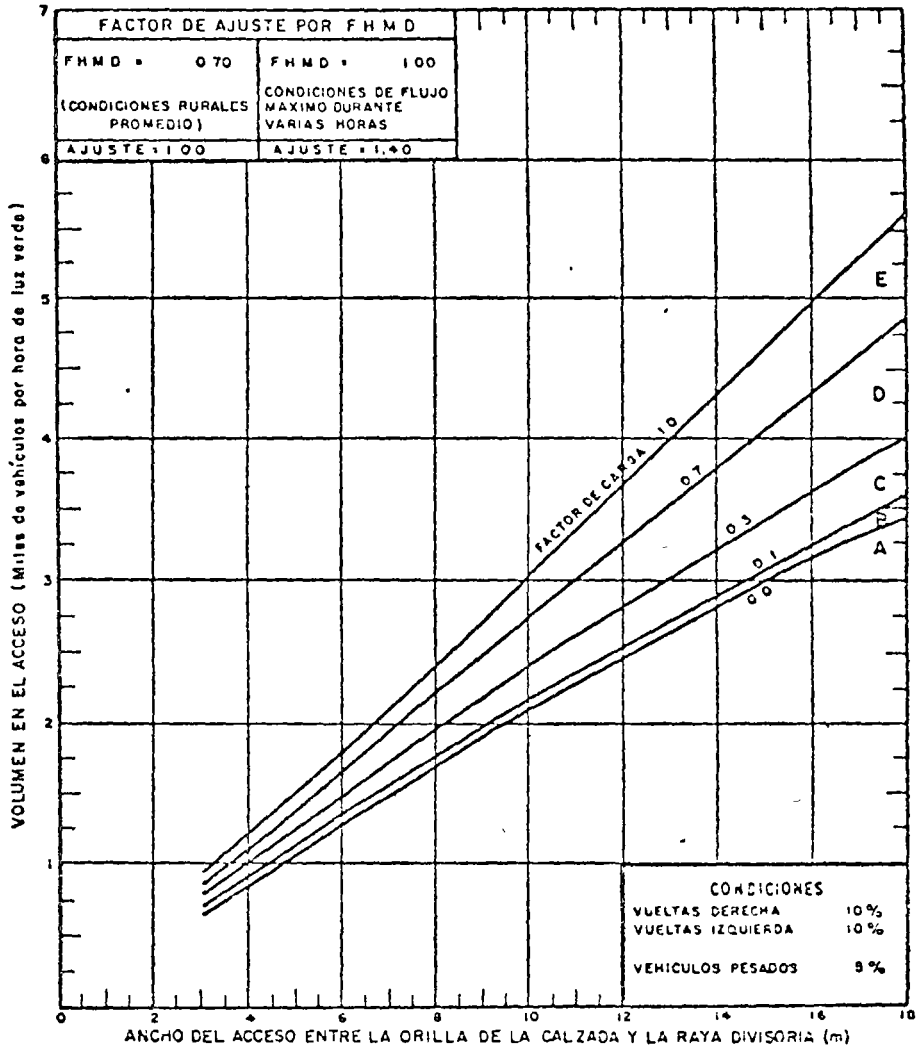


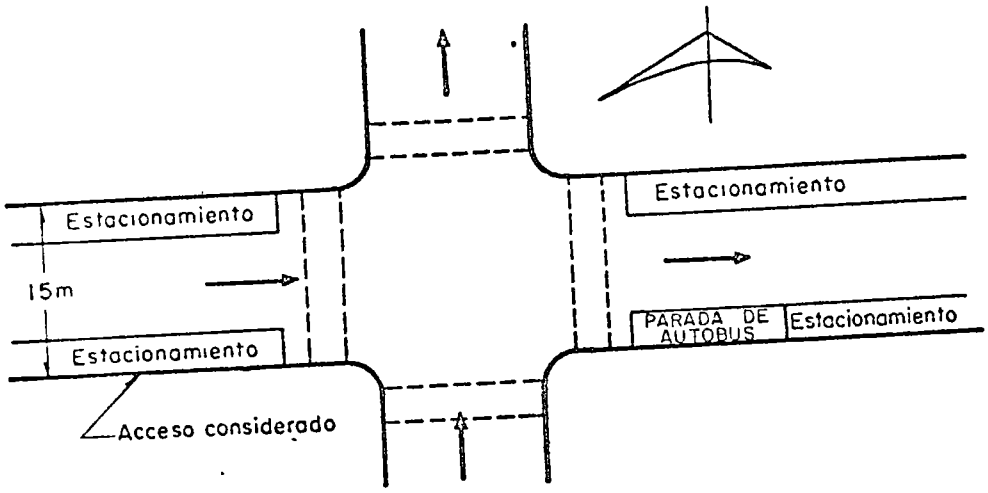

FIGURA 6.63. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION RURAL, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE PARA CAMINOS DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

### 6.11.5 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de un solo sentido de circulación.
Ancho del acceso en estudio = 15 m, véase croquis que se incluye.
Estacionamiento en ambos lados.
Ubicación en la zona circundante al centro de la ciudad.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.75.
Fases cargadas = 10/hora.
Longitud del ciclo = 60 segundos.
Intervalo de luz verde = 30 segundos.
Vueltas a la derecha = cero.
Vueltas a la izquierda = 8%.
No existe carril ni fase especial para vuelta.
Vehículos pesados = 7%.
Autobuses urbanos = 10/hora, con parada después de cruzar la calle.




B. Determínese:

Para el acceso en estudio:

1. El volumen de servicio.
2. El nivel de servicio.
3. La capacidad.

C. Solución:

1. Volumen de servicio:

$$VS = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

Para determinar el valor de $VA_{W,FC}$ es necesario primero determinar al factor de carga, el cual está en función del número de fases cargadas dentro de la hora $_{FC} = 10/60 = 0.166$

$VA_{W,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.56).

$G/C = 30/60 = 0.50$

$PAM, FHMD = 0.87$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$T' = 0.98$ (de la tabla 6-X)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS = 2\,600 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$$
$$VS = 1\,108 \text{ vph}$$

2. Nivel de servicio.

De la tabla 6-U para un factor de carga de 0.166, el nivel de servicio correspondiente es C.

3. Capacidad.

En este caso, a falta de información relativa al factor de carga bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito, supóngase un factor de carga = 0.85.

Con excepción del valor de $VA_{W,FC}$ el cual varia con el nuevo factor de carga, los demás factores permanecen invariables.

$VA_{W,FC} = 3\,700$ vph de luz verde (de la Figura 6.56)

$$C = 3\,700 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$$
$$C = 1\,577 \text{ vph}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de 2 sentidos de circulación. El acceso por analizar es el correspondiente a la rama poniente de la intersección y se plantean las siguientes condiciones:

*a)* El acceso es ampliado para proporcionar 4 carriles de circulación, reservándose un carril para vueltas a la izquierda y un carril para vueltas a la derecha. Los anchos se muestran en el croquis que se incluye.

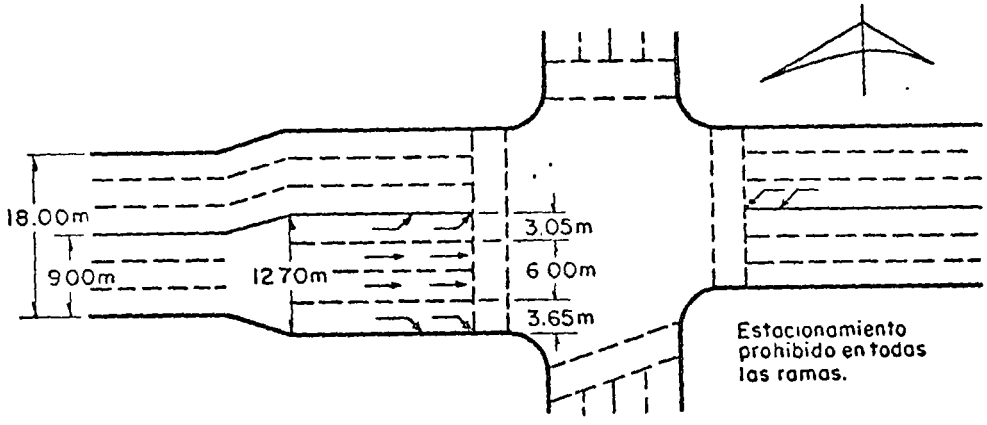
*b)* El acceso no es ampliado, conservándose únicamente 9 m de ancho.

Sin estacionamiento.

Zona comercial fuera del centro de la ciudad.

Población del área metropolitana = 375 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85




Operación del semáforo.

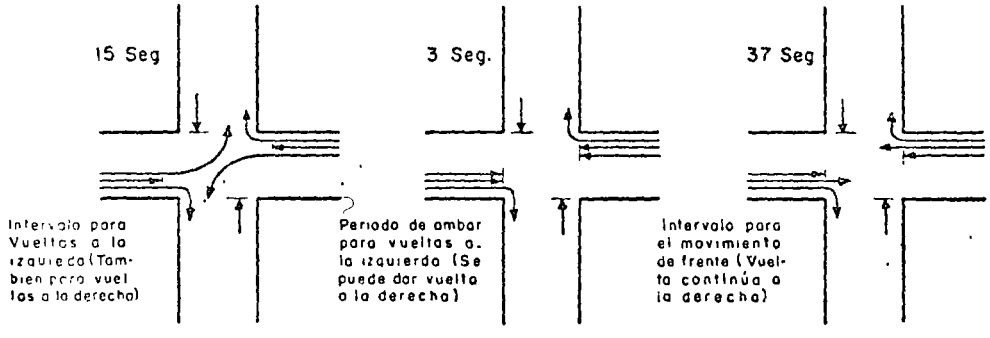
Para la condición *a)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.

Intervalo de luz verde para el tránsito que sigue de frente = 37 seg.

Intervalo de luz verde para vueltas a la izquierda = 15 seg. (simultáneo con las vueltas a la izquierda del sentido opuesto, pero separado de la indicación del semáforo para el tránsito de frente).

Intervalo de luz verde para vueltas a la derecha = 55 seg. (simultáneo con la luz verde para vueltas a la izquierda, luz ámbar para vueltas a la izquierda y luz verde para el tránsito de frente) = 15 + 3 + 37 = 55 seg.




Para la condición *b)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.

Intervalo de luz verde, para todos los movimientos = 55 seg.

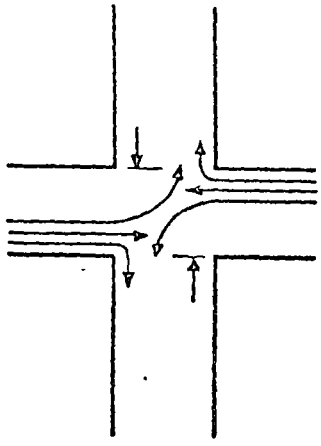
Vueltas a la derecha = 28%.

Vueltas a la izquierda = 10%.

Vehículos pesados = 3%.

Autobuses urbanos = ninguno.

Sin interferencia de peatones.



B. Determínese:

Volumen que puede alojar el acceso, al nivel de servicio D.
Para las condiciones *a)* y *b)* planteadas en los datos.

C. Solución:

1. Para la condición *a):*

En este caso, es aplicable el criterio señalado en el apartado B) del inciso 6.11.3.

Volumen de servicio en los carriles disponibles para el tránsito que sigue de frente:

$$VS_D = (VA_{W,FC}\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$w = 6.0$ m (ancho disponible para el tránsito que sigue de frente)
$_{FC} = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)
$VA_{W,FC} = 1\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 37/90 = 0.41$$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 1.05$ (de la tabla 6-V, para 0% de vueltas derechas)
$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W, para 0% de vueltas izquierdas)
$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)
$B =$ (No aplicable en este ejemplo)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.02$$
$$VS_D = 995 \text{ vph (de frente)}$$

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la derecha.

Volumen por hora de luz verde. Para el nivel D, el volumen de servicio correspondiente a un carril especial para dar vuelta, es de 1 000 vph de luz verde, considerando 5% de vehículos pesados y un ancho del carril de 3.05 m. Como en este caso el ancho del carril es de 3.65 m, el volumen de servicio se verá afectado por la relación 3.65/3.05.

Relación $G/C = 55/90 = 0.61$

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,000 \times \frac{3.65}{3.05} \times 0.61 \times 1.02$$

$$VS_D = 748 \text{ vph}$$

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la izquierda. Procediendo en forma semejante:

Volumen por hora de luz verde = 1 000 vph

Relación $G/C = 15/90 = 0.166$

$T = 1.02$

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,000 \times 0.166 \times 1.02$$

$$VS_D = 170 \text{ vph}$$

Verificación de los volúmenes de servicio que proporciona el acceso en los carriles para dar vuelta y la distribución del tránsito que llega al acceso.

Vueltas a la derecha = 28%.

Vueltas a la izquierda = 10%.

Tránsito de frente = 62%

Volumen de servicio posible en todo el acceso al nivel de servicio D = 995/0.62 = 1 604 vph.

Posible volumen que puede dar vuelta a la derecha = 1 604 × 0.28 = 449 vph.

Como 449 vph<748 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.

Posible volumen que puede dar vuelta a la izquierda = 1 604 × 0.10 = = 160 vph.

Como 160 vph<170 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.

2. Para la condición *b)*:

En este caso es aplicable el criterio señalado en la parte primera del apartado D) del inciso 6.11.3

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)(T)(B)$$

$_W = 9.00$ m (ancho sin considerar la ampliación)

$_{FC} = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 2\,420$ vph de luz verde (de la Fig. 6.57)

$$G/C = 55/90 = 0.61$$

Los factores de ajuste son los mismos que para la solución *a)* del ejemplo, excepto que en este caso:

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V; para 28% de vueltas derechas)

$VI = 1.00$ (de la tabla 6-W; para 10% de vueltas izquierdas)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,420 \times 0.61 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.00 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,930 \text{ vph}$$

Conclusión:

Los resultados indican que para el nivel de servicio D, los volúmenes de servicio son:

Para la condición *a):* 1 604 vph con ampliación del acceso y proporcionando carriles especiales para vueltas a la derecha y a la izquierda con indicaciones especiales de luz verde del semáforo.

Para la condición *b):* 1 930 vph sin ampliación y con una sola indicación de luz verde del semáforo.

Lo anterior demuestra claramente que la adición de carriles especiales para vueltas y la operación con fases múltiples del semáforo, no significa que automáticamente se logre un incremento en los volúmenes de servicio.

Las razones que justifican los resultados anteriores, son los siguientes:

1. La utilización de los carriles disponibles es proporcional a la distribución de la demanda: 28% en el carril derecho, 31% en cada uno de los dos carriles centrales y 10% en el carril izquierdo. Esto trae como consecuencia, el uso desbalanceado del ancho del acceso disponible.

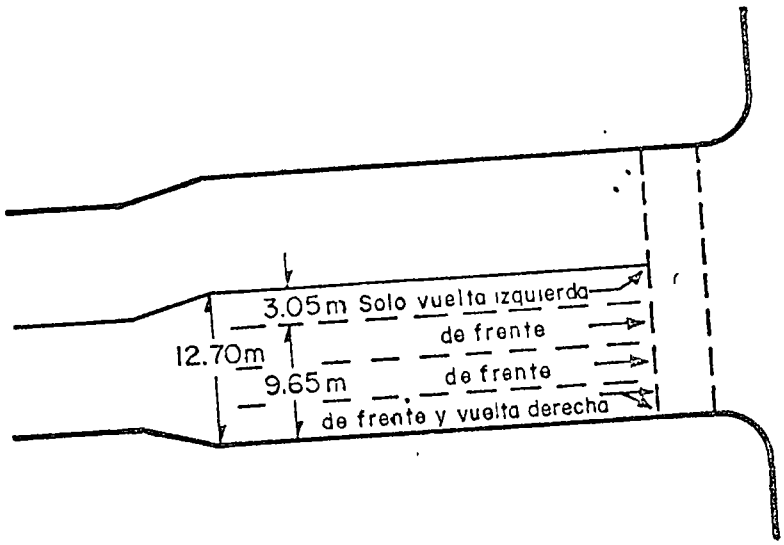
2. Se ha substraído una parte considerable al tiempo de luz verde del tránsito que sigue de frente, para proporcionar el tiempo necesario para la fase del tránsito que da vuelta a la izquierda; sin embargo, la pérdida de capacidad en los carriles centrales es considerablemente mayor que lo que se gana en el carril para vuelta a la izquierda.

3. El carril para vueltas a la izquierda es usado principalmente para almacenamiento en lugar de utilizarse para desalojar el tránsito.

4. El carril para vueltas a la derecha tiene mucho más capacidad que la requerida para satisfacer la demanda de ese movimiento.

En este caso particular es posible, aparentemente, incrementar el volumen de servicio si el carril especial para vueltas a la derecha es utilizado también por los vehículos que siguen de frente, aun cuando tengan que ser eliminadas las vueltas a la derecha durante la indicación de luz verde para vueltas a la izquierda.

En estas condiciones, la operación sería la siguiente:




Volúmenes de servicio al nivel D.

En el carril especial para vueltas a la izquierda, el volumen de servicio es el mismo que para la parte 1 del ejemplo.

Para el resto de los carriles:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VC)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$_W = 9.65$ m

$_{FC} = 0.7$ (de la tabla 6-U para nivel de servicio)

$VA_{W,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$G/C = 37/90 = 0.41$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V; para 28%)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W; para 0%)

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.10 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,530 \text{ vph}$$

Volumen de demanda total con base en el porcentaje del tránsito que va de frente y del que da vuelta a la derecha = 1 530/0.90 = 1 700 vph.

Vueltas potenciales a la izquierda, suponiendo que el tránsito de frente y el tránsito a la derecha son los que controlan, 1 700 × 0.10 = 170 vph.

Comparando con el volumen de servicio, 170 = 170; por lo anterior la operación es satisfactoria, aunque en el límite. Se deduce, por lo tanto, que el acceso podría alojar un volumen de demanda de 1 530 + 170 = 1 700 vph.

## 6.12 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

Para propósitos de análisis, las arterias urbanas y suburbanas se consideran como avenidas localizadas fuera de la zona comercial del centro de la ciudad, las cuales se caracterizan bien sea por la existencia de intersecciones controladas con semáforo a una distancia promedio de 1 500 m o menos, o bien, porque las velocidades límites son de 60 km/h o menores, como consecuencia del desarrollo urbano adyacente.

La capacidad de las arterias urbanas depende principalmente de la capacidad de las intersecciones a nivel que se encuentran a lo largo de la arteria, analizadas en forma aislada. Sin embargo, cuando se desea conocer el nivel de servicio que puede suministrar la arteria, es necesario hacer el análisis considerándola en toda su longitud.

### 6.12.1 Nivel de servicio

Primeramente debe investigarse el efecto que tienen las interrupciones y las intersecciones sobre la operación del tránsito, debiendo analizarse después la arteria en toda su longitud, para determinar un valor promedio de la relación volumen-capacidad (relación $v/c$). Esto permitirá conocer la naturaleza verdadera de las condiciones operacionales que encuentran los conductores.

La velocidad usada en el análisis es la velocidad global, debido a que la velocidad de operación es difícil de definir donde existe una variedad de interrupciones.

Las velocidades globales están en función de factores tales como: límites de velocidad, número de intersecciones y conflictos a la mitad de la cuadra y en las intersecciones; el efecto de estas interrupciones es mayor a medida que aumentan los volúmenes de tránsito. La calidad del alineamiento, por otra parte, tiene un efecto relativamente pequeño sobre la velocidad, excepto en lugares especiales como es el caso de pasos a desnivel.

La relación que existe entre la velocidad global y la relación $v/c$, se emplea en este caso, para analizar el nivel de servicio en forma similar a como se hizo para las carreteras. La Figura 6.64 muestra esta relación para arterias urbanas y suburbanas.

La curva I representa condiciones de circulación continua en arterias suburbanas sin control de semáforos, en las que el límite máximo de la velocidad es de 60 km/h o en arterias urbanas controladas con semáforos, en las que existe una progresión razonablemente buena de los semáforos.

La curva II representa condiciones de circulación discontinua. Los semáforos están espaciados normalmente a distancia de 800 m o menos, sin que exista interconexión entre ellos. La velocidad bajo condiciones de

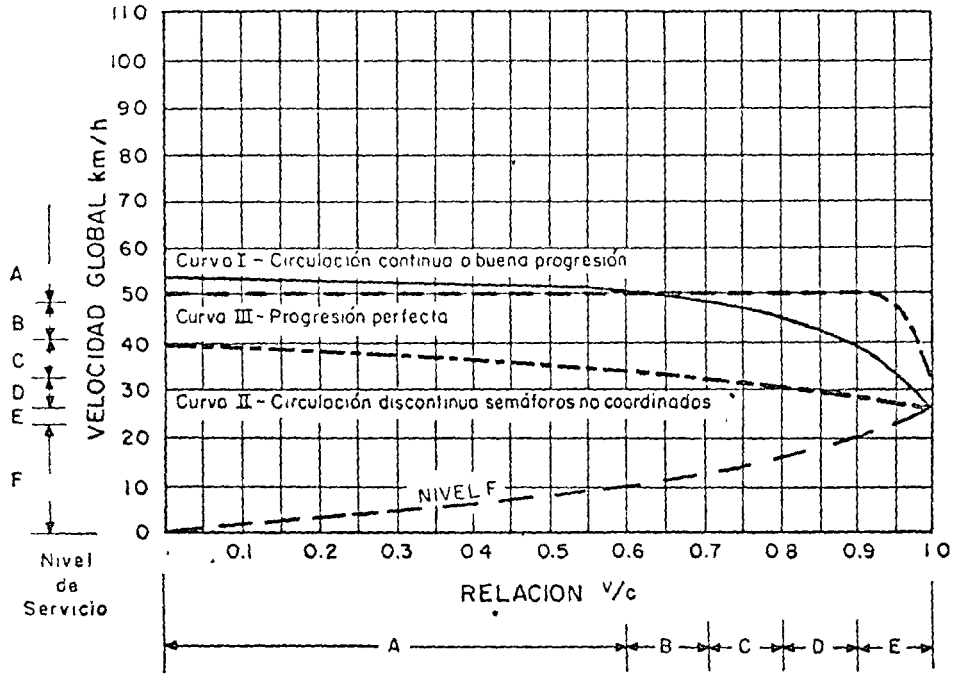



FIGURA 6.64. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD GLOBAL Y LA RELACION V/C EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

circulación continua, está representada por la velocidad que se alcanza a la mitad de la cuadra, la cual está gobernada muchas veces por el límite máximo de la velocidad (40 km/h para el ejemplo ilustrado con la curva II).

La curva III representa una progresión perfecta con grupos de vehículos circulando a la velocidad de la progresión, la cual para el ejemplo es igual a 50 km/h.

Para la condición de circulación continua, que raras veces se presenta, la capacidad es idéntica en concepto y a menudo en valor absoluto, a las capacidades de caminos con circulación continua, discutidas en los incisos 6.5 a 6.8. Para condiciones de circulación discontinuas, la capacidad usualmente está gobernada por los dispositivos para controlar el tránsito y por las condiciones físicas de las intersecciones.

La capacidad aquí, representa fundamentalmente la máxima utilización de la arteria en aquellos intervalos de la hora en que hay indicación de luz verde, o bien, cuando la arteria está libre de otras interrupciones predecibles. Una avenida puede llegar a alojar volúmenes de tránsito cercanos a los que se encuentran bajo condiciones de circulación continua, cuando el tránsito está moviéndose con la indicación de la luz verde del semáforo; sin embargo, como el tránsito deja de circular porque el semáforo está con la indicación de luz roja, o bien, cuando el espaciamiento entre grupos de vehículos es muy grande en los casos de sistemas progresivos, la capa-

cidad en vehículos por hora es mucho menor que bajo las condiciones de circulación continua.

Cuando en un tramo de arteria urbana, con características geométricas más o menos uniformes, haya varias intersecciones controladas con semáforo y no existan diferencias radicales en la programación de ellos, es posible obtener condiciones promedio del nivel de servicio aplicables a todo el tramo (excepto para el nivel E). Sin embargo, cuando se consideran condiciones de volumen máximo (nivel E, o capacidad), no debe excederse la capacidad del punto más crítico.

La capacidad en los accesos de las intersecciones se determina con los procedimientos descritos en el inciso 6.11.

Los niveles de servicio en arterias urbanas pueden analizarse de manera semejante a la de los otros caminos, usando como criterio en este caso, la velocidad global y la relación $v/c$. Lo anterior implica que se analicen los niveles de operación de todos los puntos potenciales de restricción, y de un análisis del tramo en su conjunto.

Aun cuando los puntos críticos son normalmente los accesos a las intersecciones, éstos pueden presentarse también en lugares a mitad de la cuadra.

En la tabla 6-Y se muestran los niveles de servicio, relacionados en forma aproximada con el factor de carga y con el factor de la hora de máxima demanda; sin embargo, debe hacerse notar que teóricamente el factor de la hora de máxima demanda puede ocurrir a cualquier nivel de servicio, ya que éste depende más bien del grado de demanda que de su magnitud. En la tabla se muestra, además de la calidad del flujo y de los límites de las velocidades globales, la escala de valores de la relación $v/c$ para cada uno de los niveles.

### 6.12.2 Elementos críticos que requieren consideración

A) Progresión del sistema de semáforos. Una progresión perfecta o casi perfecta de semáforos puede lograrse a altos volúmenes de tránsito, sólo si pueden establecerse las siguientes condiciones: 1) que existan pocos movimientos de vuelta, 2) que pueda sostenerse la demanda por ciclo, y 3) que no se presenten conflictos a mitad de la cuadra. En el caso de una progresión perfecta ningún vehículo se ve detenido por las indicaciones de la luz roja de los semáforos, por lo que se logra en la circulación, volúmenes de tránsito cercanos a los 2 000 vehículos por hora de luz verde.

La operación bajo condiciones de volúmenes altos es siempre inestable, pudiendo perderse el balance en el momento en que se produzca cualquier anormalidad en la circulación del tránsito. Para cálculos de capacidad de intersecciones, bajo estas condiciones, es apropiado el uso de un factor de carga de 0.95 y de un factor de la hora de máxima demanda, también de 0.95. El factor de carga de 0.95 tiene un significado especial, indicando que casi todos los ciclos fueron totalmente utilizados. Por otra parte y refiriéndose a la curva III de la Figura 6.64, se puede apreciar que en una progresión perfecta se tiene una velocidad constante, mientras que la relación $v/c$ varía desde cero hasta alcanzar un valor cercano a 0.95 para esa misma velocidad, lo cual indica que bajo estas condiciones los conductores no tienen objeción a que el volumen de tránsito se vaya incrementando, puesto que pueden mantener la velocidad correspondiente a la progresión perfecta. Para efectos de análisis, el valor máximo de $v/c$ para el nivel de servicio A, en una progresión casi perfecta es de 0.80.

| NIVEL DE SERVICIO | CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO | | | | VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD[a,b] (v/c) |
|---|---|---|---|---|---|
| | DESCRIPCION | VELOCIDAD GLOBAL[a] (km/hora) | FACTOR DE CARGA[a] | FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA[a] | |
| A | FLUJO LIBRE | ≥ 50 | 0 0 | ≤ 0.70 | ≤ 0 60 (0 80) |
| B | FLUJO ESTABLE | ≥ 40 | ≤ 0 1 | ≤ 0 80 | ≤ 0 70 (0 85) |
| C | FLUJO ESTABLE | ≥ 30 | ≤ 0.3 | ≤ 0 85 | ≤ 0 80 (0 90) |
| D | APROXIMANDOSE AL FLUJO INESTABLE | ≥ 20 | ≤ 0 7 | ≤ 0 90 | ≤ 0.90 (0 95) |
| E[d] | FLUJO INESTABLE | 20 | ≤ 1 0 (0 85)[c] | ≤ 0 95 | ≤ 1.00 |
| F | FLUJO FORZADO | < 20 | No Significativo | No Significativo | No Significativo[e] |

a.– La velocidad global y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio, deben satisfacerse ambos límites en cualquier determinación de niveles de servicio, con la debida consideración al hecho de que estos son racionalizaciones en su mayor parte El factor de carga que es una medida de nivel de servicio en intersecciones, puede usarse como criterio suplementario cuando sea necesario.
b – Los valores entre paréntesis se refieren a una progresión casi perfecta.
c – Un factor de carga de 1 00 no se encuentra con frecuencia, aún bajo condiciones de operación a la capacidad, debido a las fluctuaciones inherentes al flujo de tránsito.
d – Capacidad.
e.– La relación volumen de demanda–capacidad puede exceder 1.00, indicando sobrecarga.

TABLA 6-Y. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES URBANAS Y SUBURBANAS

B) Operación en un sentido y en dos sentidos. Para propósitos de comparación, es necesario que se analicen las siguientes condiciones: 1) la demanda y composición del tránsito, 2) la superficie de rodamiento, 3) el estacionamiento, 4) el señalamiento, 5) el medio ambiente, y 6) los movimientos de vuelta en todo el tramo.

En general, la operación de arterias de un sentido es más eficiente que la operación de arterias de dos sentidos con igual anchura, en términos de vehículos por hora.

C) Otras interrupciones e interferencias. A lo largo de las arterias urbanas y suburbanas existen otros elementos que afectan la circulación del tránsito; entre los más comunes están los siguientes:

1) Intersecciones sin control de semáforos.
2) Entradas y salidas en la mitad de la cuadra y movimientos de vuelta correspondientes.
3) Estacionamientos a mitad de la cuadra.
4) Lotes de estacionamiento a mitad de la cuadra.
5) Señales y marcas inadecuadas en el pavimento.
6) Falta de canalización.
7) Restricción en las distancias libres laterales.
8) Interferencias de peatones.
9) Maniobras de los autobuses.
10) Falta de aplicación del reglamento de tránsito.

Hay que señalar que hasta el momento, no existen suficientes datos que sirvan de base para determinar los factores de ajuste o de corrección para cada uno de estos elementos.

### 6.12.3 Procedimiento para determinar la capacidad y los niveles de servicio

A) Cálculo de la capacidad. El procedimiento para el cálculo de la capacidad es el siguiente:

1. Hágase una revisión general del tramo en estudio, estableciendo los elementos que influyan en la capacidad, tales como: intersecciones controladas con semáforo, restricciones a mitad de la cuadra ocasionadas por las interferencias del tránsito y por las condiciones geométricas y, finalmente, los subtramos entre intersecciones con longitudes mayores de 1 500 m en los que exista circulación más o menos continua.

2. Calcúlense en las intersecciones, las capacidades de los accesos más importantes con los procedimientos que se dan en el inciso 6.11 y de los subtramos con circulación continua, con los procedimientos descritos en los incisos 6.6 a 6.8. Analícese cada restricción importante a la mitad de la cuadra, como un caso especial, para lo cual pueden adoptarse los procedimientos básicos para la determinación de la capacidad de intersecciones, dados en el inciso 6.11.

3. Interprétense los resultados del análisis anterior, para establecer: *a)* los puntos con capacidades menores que la de la arteria en su conjunto, *b)* una capacidad de control, tomando como base la capacidad mínima en el tramo (excluyendo puntos de congestionamiento).

4. Hágase un esfuerzo por incrementar la capacidad de los puntos de congestionamiento, al valor mínimo establecido como capacidad de control para el resto del tramo. Si lo anterior no es posible, estos puntos serán los que gobiernan la capacidad.

B) Cálculo del nivel de servicio. El procedimiento para el cálculo del nivel de servicio es el siguiente:

1. Hágase una revisión general de la arteria, para determinar aquellos puntos en que las características del tránsito cambien notablemente, debido a movimientos de vuelta en las calles transversales, enlaces y otras entradas y salidas. Para propósitos de análisis, estos puntos deberán establecerse como límites dentro del tramo.

2. Calcúlese la capacidad de todas las intersecciones y de otros elementos con alguna posibilidad de influir en la operación de la arteria, de manera similar a como se indica en el apartado A) (cálculo de la capacidad); sepárense aquellos puntos de restricción anormales y establézcase un valor mínimo de control de la capacidad para el resto del tramo.

3. Determínese si el volumen de demanda general excede o no al valor mínimo de la capacidad, establecido como control en el tramo. Cuando esta capacidad no sea excedida, háganse verificaciones adicionales para determinar si alguno de los puntos de restricción anormales, separados para su análisis individual, suministran capacidades por abajo del volumen de demanda.

4. Si de acuerdo con el punto anterior, no se producen limitaciones en la capacidad, divídase el volumen de demanda entre la capacidad establecida como control, para obtener la relación $v/c$ promedio para el tramo. Obténgase la velocidad global, de la Figura 6.64 y determínese el nivel de servicio general, de la tabla 6-Y.

Cuando haya restricciones anormales, pero éstas no limiten la capacidad, considérense en detalle para establecer los niveles de servicio correspondientes. Esto se hace a menudo con los procedimientos del inciso 6.11 cuando se trata de intersecciones, o haciendo adaptaciones en el caso de otras interrupciones; aunque a veces, pueden ser más apropiados los procedimientos para caminos con circulación continua. Interprétense los niveles de servicio en cada punto, en términos del número de restricciones aceptado en relación con la capacidad de control obtenida para el resto del tramo. Establézcase por último, el nivel de servicio para todo el tramo, ponderando de acuerdo con las distancias de influencia de las restricciones.

5. Si de acuerdo con el punto 3, se produce una limitación en la capacidad, efectúese un análisis más detallado de ese punto de restricción, para determinar la extensión de su influencia, es decir, determínese si el efecto es solamente local, debido a movimientos de vuelta ocurriendo antes o después del punto, o bien, si se están creando condiciones de flujo forzado en la corriente antes de llegar al punto, en tanto que después de éste se tiene un nivel tolerable. Asígnese el nivel de servicio general, tomando en consideración lo anterior.

De manera inversa, para determinar en forma aproximada el volumen de servicio que puede suministrar una arteria dado el nivel de servicio, o la velocidad global deseada, deberá entrarse a la Figura 6.64 y obtener la relación $v/c$. Aplíquese esta relación a la capacidad de control del tramo, determinada según lo indicado con anterioridad, para obtener el volumen de servicio o de demanda que puede alojar la arteria a este nivel.

### 6.12.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de una arteria urbana, con intersecciones controladas con semáforo.

Los anchos de las calles se muestran en el croquis.
Banqueta de 1.50 m.
Sin estacionamientos.

3% de camiones.

30 autobuses urbanos/hora; con parada de autobuses como se muestra en el croquis.

Localizada en la zona comercial fuera del centro.

Población = 500 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.

Interferencia de peatones: despreciable.

Características de las intersecciones y movimientos de vuelta (ver croquis).

Los tiempos de recorrido indican una velocidad global de 30 km/h.

Los volúmenes de demanda que se muestran en el croquis, sólo indican el flujo en un sentido.

B. Determínese:

1. El nivel de servicio general correspondiente a la velocidad global de 30 km/h.

2. El nivel de servicio por restricciones en las intersecciones y a mitad de la cuadra.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Y, para una velocidad global de 30 km/h, el nivel de servicio es C, en el límite con el nivel de servicio D.

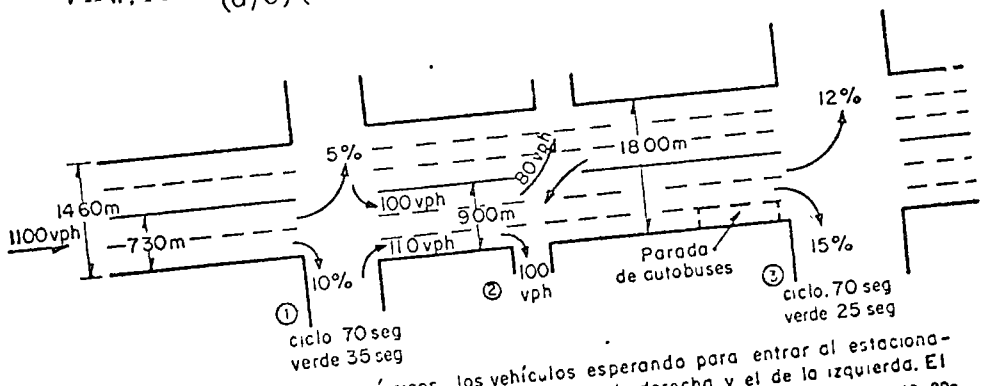
2. En el croquis se observa que la intersección 1, el área a la entrada del lote de estacionamiento 2 y la intersección 3, son los elementos principales de control de la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 1:

Para el análisis son aplicables los procedimientos del inciso 6.11.

Para el cálculo de nivel de servicio es necesario determinar primero, el volumen por hora de luz verde.

$$VA_{W,FC} = \frac{VS\ (\text{volumen de demanda})}{(G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)(VI)(T)(B)}$$




Para propósitos prácticos, los vehículos esperando para entrar al estacionamiento, bloquean continuamente el carril de la derecha y el de la izquierda. El carril del centro es bloqueado por los vehículos en sentido opuesto que entran al estacionamiento, durante el 30% de la hora.

$VS = 1\,100$ vph (demanda en el acceso)

$G/C = 35/70 = 0.50$

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-Y)

$VI = 1.05$ (de la tabla 6-W)

Debido a que no existe parada de autobuses, los autobuses urbanos pueden considerarse como vehículos pesados, y sumarse al por ciento de vehículos dado como dato en el ejemplo.

$$\text{Autobuses} = \frac{30}{1\,100} = 2.7\% \doteq 3\%, \text{ por lo que:}$$

Total de vehículos pesados = 3% + 3% = 6%; el factor de ajuste correspondiente es:

$T = 0.99$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{W,FC} = \frac{1\,100}{0.50 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.00 \times 1.05 \times 0.99}$$

$VA_{W,FC} = 1\,597$ vph de luz verde.

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga $FC = 0.15$, el cual corresponde a un nivel de servicio C.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde al nivel de servicio E (capacidad) es de 2 100 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{1\,597}{2\,100} = 0.76$$

De la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio C.

Nivel de servicio en el área a la entrada del lote de estacionamiento 2.

Debido a que los movimientos de vuelta izquierda para entrar al lote de estacionamiento, obstruyen al tránsito que va de paso, la circulación se ve sujeta a continuas paradas, tal como sucede en una intersección controlada con semáforo.

Supóngase, por lo tanto, que se trata de una intersección controlada con semáforo, sin movimientos de vuelta, ancho del acceso de 3.00 m, sin estacionamiento y 70% de luz verde (100 − 30).

$$VA_{W,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)(UC)(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,100 - 1\,100\,(0.10 + 0.05) + 100 + 110$$
$$VS = 1\,145 \text{ vph}$$

$G/C = 0.70$ (se considera que el tránsito sólo sufre interrupciones durante 30% del tiempo).

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 1.20$ (de la tabla 6-V)
$VI = 1.30$ (de la tabla 6-W)
$T = 0.99$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{W,FC} = \frac{1\,145}{0.70 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.20 \times 1.30 \times 0.99} = 800 \text{ vph de luz verde}$$

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.9, el cual corresponde a un nivel de servicio E y por consiguiente, el área a la entrada del lote de estacionamiento operará a la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 3:

$$VA_{W,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,145 - 100 - 80 = 965 \text{ vph}$$

$$G/C = 25/70 = 0.36$$

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 0.99$ (de la tabla 6-V)
$VI = 0.98$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.02$ (de la tabla 6-X para 3% de vehículos pesados)
$B = 0.91$ (de la Figura 6.59)

Substituyendo:

$$VA_{W,FC} = \frac{965}{0.36 \times 1.06 \times 1.25 \times 0.99 \times 0.98 \times 1.02 \times 0.91}$$

$$VA_{W,FC} = 2\,246 \text{ vph de luz verde}$$

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.5, el cual corresponde a un nivel de servicio D.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde a la capacidad es de 2 700 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{2\,246}{2\,700} = 0.83$$

Examinando la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio D.

Conclusión:

La arteria en su conjunto tiene una operación cercana al nivel de servicio D, en tanto que las intersecciones 1 y 3 operan niveles de servicio C y D, respectivamente. Sin embargo, el área en la entrada de los estacionamientos a la mitad de la cuadra es un punto serio de interferencia, siendo esta área la que controla la capacidad en esta parte de la arteria.

## 6.13 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN LAS CALLES DE LA ZONA COMERCIAL DEL CENTRO DE LA CIUDAD

En la zona comercial del centro de la ciudad, existen muchas calles importantes cuya función principal es dar servicio al tránsito generado por los negocios locales. En este caso, dar servicio eficiente al tránsito de paso viene a ser de importancia secundaria, aunque en ocasiones algunas calles del centro que se encuentran estratégicamente localizadas, pueden operar durante las horas de máxima demanda en forma similar a como lo hacen las arterias. Normalmente, el flujo de tránsito es más bien de movimientos circulatorios internos que de movimientos directos a través del centro; existen, además, gran cantidad de conflictos entre los volúmenes usualmente fuertes de peatones y el gran número de vehículos que dan vuelta.

Todavía no es posible desarrollar gráficas o curvas que representen las relaciones básicas velocidad-volumen, en tramos largos de calles del centro de la ciudad formados por varias cuadras. Con el conocimiento limitado que se tiene de las relaciones complejas que gobiernan al flujo de tránsito en el centro de la ciudad, ni siquiera ha sido posible obtener relaciones típicas $v/c$. Las capacidades de las calles del centro aparentemente similares, pueden variar bastante debido a las diferencias en las condiciones ambientales.

Las operaciones del tránsito en el centro de la ciudad, pueden caer en un nivel de servicio F, si se comparan con la escala de niveles de servicio de las arterias urbanas de primer orden, descritas en el inciso 6.12.

La operación en tramos largos de calles del centro de la ciudad, no debe relacionarse con las escalas de niveles de operación de otras calles urbanas.

Para el análisis de las calles del centro de la ciudad, en la actualidad no es posible proporcionar procedimientos para determinar el nivel de

servicio con base en el volumen de demanda. Sin embargo, se sugiere una escala de niveles de servicio para diferentes flujos del tránsito, en la calle en estudio. Esta escala se muestra en la tabla 6-Z, la cual representa el grado de aceptación del conductor, a varios niveles de operación; la tabla está basada enteramente, en las velocidades globales, no habiéndose hecho el intento de relacionarlas con los volumenes de tránsito, debido al gran número de factores que intervendrían.

Se recomienda, para fines de determinación de la capacidad y del volumen de servicio, hacer el análisis intersección por intersección, por medio de los procedimientos descritos en el inciso 6.11 correspondiente a intersecciones controladas con semáforo. Conociendo los tiempos de recorrido y por consiguiente las velocidades globales a lo largo del tramo, de la tabla 6-Z puede obtenerse un nivel de servicio general, relacionado con el rango de niveles que se encuentran normalmente en la zona comercial del centro de la ciudad.

| NIVEL DE SERVICIO | CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO | |
|---|---|---|
| | DESCRIPCION | VELOCIDAD GLOBAL (km/h) |
| A | Flujo libre | $\geq 40$ |
| B | Flujo estable | $\geq 30$ |
| C | Flujo estable | $\geq 25$ |
| D | Aproximándose al flujo inestable | $\geq 15$ |
| E[a] | Flujo inestable | Menor que 15 |
| F | Flujo forzado | Paradas frecuentes |

a) El nivel E para la calle en su conjunto, no puede considerarse como capacidad, la capacidad está gobernada por la de las intersecciones críticas o por la de otras interrupciones

TABLA 6-Z. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES DEL CENTRO DE LA CIUDAD

### 6.13.1 Solución de ejemplos típicos

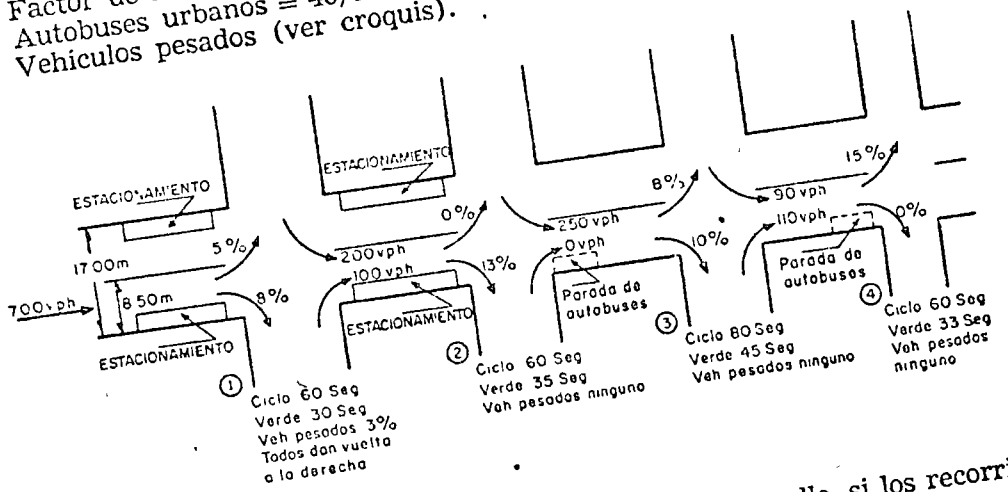
Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de calle con dos sentidos de circulación, localizado en la zona comercial del centro de la ciudad, en el que existen 4 intersecciones controladas con semáforo.

Los volúmenes de demanda y las características de operación en las intersecciones, se muestran en el croquis.

Estacionamiento en ambos lados.
Ancho de la calle = 17.00 m de guarnición a guarnición.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.
Autobuses urbanos = 40/hora.
Vehículos pesados (ver croquis).




B. Determínese:

1. El nivel de servicio que proporciona el tramo de calle, si los recorridos indican una velocidad global de 23 km/h.

2. El volumen de servicio en los accesos a las intersecciones, para el nivel de servicio obtenido en el punto anterior.

3. La intersección que controla la operación, de acuerdo con los volúmenes de demanda indicados.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Z, para una velocidad global de 23 km/h, el nivel de servicio es D.

2. Volumen de servicio al nivel de servicio D.

Intersección 1:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$W = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 1\,550$ vph de luz verde (de la Figura 6.58)

$G/C = 30/60 = 0.50$

$PAM, FHMD = 0\ 97$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$UC = 1\ 00$ (de la tabla de la Figura 6.58)

Como todos los vehículos pesados dan vuelta a la derecha, son necesarias ciertas consideraciones especiales: Si ⅜ de las vueltas son vehículos

pesados y $\frac{5}{8}$ son vehículos ligeros y se considera que dos vehículos ligeros equivalen a un pesado, se tiene:

$\frac{5}{8} \times 1 + \frac{3}{8} \times 2 = \frac{11}{8}$; es decir, 11% de vehículos equivalentes dan vuelta a la derecha, por lo que:

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.05$ (de la tabla 6-W.)

Como no hay parada de autobuses, considérense a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje respecto al volumen de servicio, calculado con los factores de ajuste obtenidos anteriormente, es decir:

$$VS = 1\,550 \times 0.50 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.995 \times 1.05 = 785 \text{ vph}$$

$$40/785 = 5.1 \doteq 5\%$$

% total de vehículos pesados = 3% (vehículos pesados que dan vuelta a la derecha) + 5% (autobuses urbanos considerados como camiones) = 8%.

El factor de ajuste será por consiguiente:

$T = 0.97$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 785 \times 0.97 = 761 \text{ vph}$$

Intersección 2:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$_W = 8.50$ m

$_{FC} = 0\ 7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 1\,550$ vph de luz verde (de la Figura 6.58)

$G/C = 35/60 = 0.58$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$VD = 0.985$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W)

$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,550 \times 0.58 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.985 \times 1.10 \times 1.05 \times 1.00$$

$$VS_D = 992 \text{ vph}$$

Intersección 3:

$$VS_D = (VA_{w,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$w = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 45/80 = 0.56$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.02$ (de la tabla 6-W)

Siguiendo el mismo criterio que para el análisis de la intersección 1, es decir, considerando a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje del volumen de servicio calculado con los factores anteriores, se obtiene el 3% de vehículos pesados, por lo que el factor de ajuste será:

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.56 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.02 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,272 \text{ vph}$$

Intersección 4:

$$VS_D = (VA_{w,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$w = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 33/60 = 0.55$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.025$ (de la tabla 6-V)

$VI = 0.95$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)
$B = 0.82$ (de la Fig. 6 59)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.55 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.025 \times 0.95 \times 1.05 \times 0.82$$
$$VS_D = 1\,006 \text{ vph}$$

3. Intersección que controla la operación:

Volúmenes de servicio al nivel D:

| | | |
|---|---|---|
| Intersección | 1) | 761 vph |
| | 2) | 992 vph |
| | 3) | 1 272 vph |
| | 4) | 1 006 vph |

De acuerdo con lo anterior, la intersección 1 parece ser la que controla la operación; sin embargo, es necesaria una comparación de los volúmenes de demanda, antes de sacar las conclusiones finales.

Intersección 1:

$$700 \text{ vph} < 761 \text{ vph } (VS_D) \quad \text{(satisfactorio)}$$

Intersección 2:

$$700 - 700\,(0.05 + 0.08) + 300 = 909 \text{ vph} < 992 \text{ vph } (VS_D) \quad \text{(satisfactorio)}$$

Intersección 3:

$$909 - 909\,(0.13) + 250 = 1\,041 \text{ vph} < 1\,272 \text{ vph } (VS_D) \quad \text{(satisfactorio)}$$

Intersección 4:

$$1\,041 - 1\,041\,(0.18) + 200 = 1\,054 \text{ vph} > 1\,006 \text{ vph } (VS_D) \quad \text{(no satisfactorio)}$$

Conclusión:

Aun cuando en un principio y basándose en los volúmenes de servicio únicamente, parecía que la intersección 1 era la que controlaba, el análisis demuestra que bajo las condiciones de volúmenes de demanda que se tienen, la intersección 4 es realmente la más crítica. Esta intersección alcanzará primero la capacidad y su efecto repercutirá en otros puntos del tramo analizado.