

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Título:

**Comparación de resultados de capacidad de vías
semaforizadas en la ciudad de Guayaquil usando Highway
Capacity Manual 2010 y análisis de movilidad con bicicleta
(TNM).**

Autor:

PARDO DELGADO, FERNANDO BOLÍVAR

**IDENTIFICACIÓN DEL TÍTULO:
INGENIERO CIVIL**

Tutor:

Msc. Ing. Federico von Buchwald

**Guayaquil, Ecuador
2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **FERNANDO BOLÍVAR PARDO DELGADO**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Msc. Ing. Federico von Buchwald

REVISORES

Msc. Ing. Manuel Sierra Alvarado

Abg. Manuel Castillo

DIRECTOR DE LA CARRERA

Msc. Ing Mario Dueñas Rossi

Guayaquil, a los 18 del mes de abril del año 2013



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Fernando Bolívar Pardo Delgado**

DECLARO QUE:

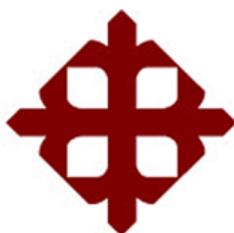
El Trabajo de Titulación **Comparación de resultados de capacidad de vías semaforizadas en la ciudad de Guayaquil usando Highway Capacity Manual 2010 y análisis de movilidad con bicicleta (TNM)** previa a la obtención del Título **de Ingeniero Civil** ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 18 del mes de abril del año 2013

EL AUTOR

Fernando Bolívar Pardo Delgado



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Fernando Bolívar Pardo Delgado**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Comparación de resultados de capacidad de vías semaforizadas en la ciudad de Guayaquil usando Highway Capacity Manual 2010 y análisis de movilidad con bicicleta (TNM)**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 18 del mes de abril del año 2013

EL AUTOR:

Fernando Bolívar Pardo Delgado

AGRADECIMIENTO

Al Msc. Ing. Federico von Buchwald, mi asesor, por el apoyo y orientación recibida durante estos meses.

Al Msc. Ing. Manuel Sierra Alvarado, miembro de mi comité.

A mis Padres, el Sr. Servio Pardo Torres y Sra. Deifilia Delgado Salazar. Sin ellos nada habría sido posible, por el apoyo económico cuando fue necesario, moral y sobre todo espiritual todos los días de estos meses y de la vida.

Fernando Bolívar Pardo Delgado

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

Msc. Ing. Federico von Buchwald

Msc. Ing. Manuel Sierra Alvarado

Abg. Manuel Castillo



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CALIFICACIÓN

Msc. Ing. Federico von Buchwald

ÍNDICE

CAPITULO 1

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1	Antecedentes	2
1.2	Objetivos	2
1.3	Justificación del estudio	2
1.4	Alcance	2
1.5	Metodología	3
1.5.1	Método de campo	3
1.5.2	Método de campo	3

CAPITULO 2

2.0 ASPECTOS GENERALES

2.1	Conceptos básicos.....	4
2.2	Intersecciones semaforizadas	4
2.3	Semáforos	5
2.3.1	Ciclo	6
2.3.2	Duración del ciclo	6
2.3.3	Intervalo	6
2.3.4	Fase	6
2.3.4.1	Giro permitido	7
2.3.4.2	Giro protegido	7
2.3.4.3	Giro sin oposición	7
2.4	Flujo de saturación	7
2.5	Capacidad en las intersecciones semaforizadas	7
2.5.1	Las condiciones del tráfico	8
2.5.2	Las condiciones de las vías	8
2.5.3	Las condiciones de la semaforización	8
2.6	Nivel de servicio en las intersecciones semaforizadas	8
2.7	Relación entre capacidad y nivel de servicio	10
2.8	Peatón	11
2.8.1	Terminología aplicada en la capacidad peatonal	12
2.8.1.1	Velocidad del peatón	12

2.8.1.2	Volumen peatonal	12
2.8.1.3	Volumen por unidad de anchura	12
2.8.1.4	Grupo de peatones	12
2.8.1.5	Densidad peatonal	13
2.8.1.6	Superficie peatonal	13
2.8.2	Principios de la circulación peatonal	13
2.8.2.1	Comodidad	13
2.8.2.2	Conveniencia	13
2.8.2.3	Seguridad vial	13
2.8.2.4	Seguridad pública	13
2.8.2.5	Economía.....	14
2.8.3	Nivel de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas	14
2.8.4	Nivel de servicio en zonas de formación de colas.....	14
2.8.5	Nivel de servicio en aceras	15
2.9	Bicicleta	16
2.9.1	Carril para bicicleta	16
2.9.2	Datos requeridos y valores estimados	17
2.9.3	Flujo para carril de bicicletas en Intersecciones semaforizadas	18

CAPITULO 3

3.0 Método teórico

3.1	Introducción al método teórico	19
3.2	Parámetro de entrada	19
3.2.1	Condiciones geométricas	22
3.2.2	Condiciones de tráfico	22
3.2.3	Condiciones de semaforización	23
3.3	Grupo de carriles y volumen	24
3.3.1	Grupo de carriles	24
3.3.2	Determinación del volumen	25
3.4	Determinación del flujo de saturación	27
3.4.1	Saturación ideal	28
3.4.2	Factor de ajuste por ancho de carril.....	28
3.4.3	Factores de vehículos pesados e inclinación.....	29
3.4.4	Factor de ajuste por estacionamiento	29
3.4.5	Factor de ajuste por bloqueo de bus.....	30
3.4.6	Factor de ajuste por tipo de área	30
3.4.7	Factor ajuste por utilización del carril.....	30
3.4.8	Factor de ajuste por giro a la derecha	31
3.4.9	Factor de ajuste por giros a la izquierda	31

3.4.10	Factor de ajuste para peatones y bicicletas	32
3.5	Capacidad y relación v/c	34
3.5.1	Relación v/c	35
3.5.2	Grupo de carriles crítico	35
3.6	Determinación de la demora	36
3.6.1	Factor de ajuste por la calidad de la coordinación(FP)	37
3.6.2	Demora uniforme d_1	38
3.6.3	Demora incremental d_2	39
3.6.4	Factor de ajuste de las demora FD.....	40
3.6.5	Estimación de las demoras agregadas	40
3.6.6	Demora por cola inicial d_3	41
3.7	Determinación del nivel de servicio	42

CAPITULO 4

4.0 Método de campo

4.1	Metodología de campo	43
4.1.1	Grabaciones de las intersecciones sin disminución del carril ..	43
4.1.2	Grabaciones de las intersecciones con disminución de un metro de carril.....	43

CAPITULO 5

5.0 Cálculos

5.1	Cálculos sin disminución de carril	45
5.1.1	Intersección Av. Chimborazo y Av. Aguirre Abad	51
5.1.2	Intersección Av. Chimborazo y Av. Luque	56
5.1.3	Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.....	61
5.1.4	Intersección Av. Chile y Av. Aguirre.....	66
5.1.5	Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.....	71
5.1.6	Interpretación de resultados	75
5.2	Cálculos con disminución del carril	77
5.2.1	Intersección Av. Chimborazo y Av. Aguirre Abad	78
5.2.2	Intersección Av. Chimborazo y Av. Luque	83
5.2.3	Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.....	88
5.2.4	Intersección Av. Chile y Av. Aguirre.....	93
5.2.5	Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.....	98
5.2.6	Interpretación de resultados: 1.2 metros de bloqueo	102
5.3	Estudio de la bicicleta.....	104
5.4	Cuadro de movilidad.....	106

CAPITULO 6

6.0	Impacto al medio ambiente y riesgos para la salud debido a la contaminación del transporte motorizado	
6.1	Impacto del transporte en la salud	108
6.2	Impacto y exposición a la contaminación en el aire	109
6.3	Principales contaminantes del aire del transporte que afectan a la salud	110
6.4	Morbilidad por contaminación en el aire en países desarrollados	111
6.5	Contaminación del aire urbano atribuible al transporte	112
6.6	Lesiones causadas por el tráfico vehicular	113
6.7	Factores de actividad física	115
6.8	El ruido	117
6.9	Efectos del transporte y consecuencias a la salud	117
6.10	Uso del suelo, acceso, bienestar social y otros factores	118
6.11	Grupos con mayor riesgo de impactos en la salud por el transporte	120
6.12	Panorama regional de impactos en la salud por el transporte	120
6.13	Países de la organización por la cooperación y el desarrollo Económico (OCDE)	121
6.14	Países en desarrollo	121

CAPITULO 7

7.0	Volumen del tránsito en la ciudad de Guayaquil y estadísticas del crecimiento mundial del parque automotor	
7.1	Volumen horario en la ciudad de Guayaquil	123
	7.1.1 Volúmenes horarios sin bloqueo	124
	7.1.2 Volúmenes horarios con bloqueo	126
7.2	Volumen diario en el centro-comercial de Guayaquil	129
	7.2.1 Volumen diario sin bloqueo	129
	7.2.2 Volumen diario (bloqueo de 1.2 metro)	130
7.3	Estadísticas del parque automotor a nivel mundial	131
	Conclusiones	132
	Recomendación	134
	Bibliografía	135
	Anexo	136

Lista de tablas

Tabla 1: Valores para longitud del ciclo por tipo de área	6
Tabla 2: Nivel de servicio.....	9
Tabla 3: Datos para flujos peatonales	12
Tabla 4: Nivel de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas.....	14
Tabla 5: Nivel de servicio para peatones en área de colas	15
Tabla 6: Ancho de acera	15
Tabla 7: Volumen medio de nivel de servicio en aceras	15
Tabla 8: Ancho de vías para bicicletas en vías continuas.....	17
Tabla 9: Datos de entrada requeridos y valores predeterminados para vías para bicicleta	17
Tabla 10: Nivel de servicio para bicicletas en intersecciones semaforizadas.....	18
Tabla 11: Datos necesarios para cada grupo de carriles	20
Tabla 12: Datos requeridos para intersecciones semaforizadas	21
Tabla 13: Tipos de llegadas.....	23
Tabla 14: Análisis de los diferentes grupos de carriles	25
Tabla 15: Ajuste de tasa de flujo de saturación por tipo de área.....	27
Tabla 16: factor de ajuste por ancho de carril, (f_w)	29
Tabla 17: factor de ajuste por tipo de área	30
Tabla 18: Factor de utilización de carril	31
Tabla 19: volúmenes probables requeridos para carriles con giros exclusivos a la izquierda en intersecciones semaforizadas	32
Tabla 20: Variables de entradas	32
Tabla 21: factores de ajuste para la tasa de flujo de saturación	33
Tabla 22: relación entre el tipo llegada y la relación de columna (R_c)	38
Tabla 23: Factor de ajuste de progresión por demora uniforme.....	38
Tabla 24: Valores de k para justificar los tipos de controles.....	40
Tabla 25: Datos de entradas de las intersecciones sin bloqueo	50
Tabla 26: Comparación de resultados de las calles de tres carriles	76
Tabla 27: Comparación de resultados de las calles de dos carriles.....	76
Tabla 28: Datos de entradas de las intersecciones con 1.2m de bloqueo.....	77
Tabla 29: Comparación de resultados de las calles de 3 carriles	103
Tabla 30: Comparación de resultados de las calles de dos carriles.....	104
Tabla 31: Número de personas que viajan dentro de los vehículos por cada intersección	104
Tabla 32: Capacidad del carril para la bicicleta.....	105
Tabla 33: Resultados de los análisis	107
Tabla 34: Resultados de la salud asociados a contaminantes del aire relacionados con el transporte.....	110
Tabla 35: Efectos en la salud asociados con la actividad física	116
Tabla 36: Las emisiones GEI de los medios de transporte y vehículos en países en desarrollo	118

Tabla 37: Crecimiento en el transporte en países desarrollados y en desarrollo	122
Tabla 38: Día de grabaciones de las intersecciones	123
Tabla 39: Evolución del número de automóviles en el mundo	131
Tabla 40: Diferencia entre capacidad de campo y capacidad teórica	132
Tabla 41: Incremento de movilidad en vías de 3 carriles	133
Tabla 42: Incremento de movilidad en vías de 2 carriles	133

Índices de figuras

Figura 1: Input Worksheet	46
Figura 2: Volume Adjustment and Saturation Flow Rate Worksheet	47
Figura 3: Supplemental Worksheet for Pedestrian-Bicycle Effects on Permitted Left Turn and Right Turns.....	48
Figura 4: Capacity and LOS Worksheet	49
Figura 5: Concentraciones anuales promedio de PM ₁₀ en áreas urbanas entre 2003 y 2009: Microgramos/m ³ (ug/m ³) con relación a los niveles recomendados por la OMS	112
Figura 6: Millas-vehículo recorridas y mortalidad por traumatismos causados por el tránsito (EUA), 1993-2002	115
Figura 7: densidad urbana y consumo de energía relacionada con el transporte	119
Figura 8: Proyección de muertes según causa en países de altos, medios y bajos ingresos. La mayoría de muertes son debido a enfermedades cardiovasculares, cáncer y otras enfermedades no transmisibles (ENT)	122
Figura 9: Intersección Chimborazo y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)	124
Figura 10: Intersección Chimborazo y Luque volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)	124
Figura 11: Intersección Chimborazo y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)	125
Figura 12: Intersección Chile y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chile (sin bloqueo)	125
Figura 13: Intersección Tungurahua y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle 9 de octubre (sin bloqueo)	126
Figura 14: Intersección Chimborazo y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)	127
Figura 15: Intersección Chimborazo y Luque volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)	127
Figura 16: Intersección Chimborazo y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)	128
Figura 17: Intersección Chile y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chile (bloqueo de 1.2 m)	128
Figura 18: Intersección Tungurahua y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle 9 de octubre (bloqueo de 1.2 m)	129
Figura 19: Volumen diario de las intersecciones analizadas	130
Figura 20: Volumen diario de las intersecciones analizadas	130

Resumen

Debido al congestionamiento vehicular en el centro de la ciudad de Guayaquil se debe hacer un estudio de tráfico para obtener la hora pico y poder resolver el tema del congestionamiento actual.

Se utilizó videocámaras para el conteo de los vehículos y con estos resultados obtener la hora pico y ubicar un carril para el uso de la bicicleta para determinar si es viable la ubicación de dicha infraestructura.

La metodología de este estudio se la realizo con el método de campo a través de las videocámaras y el método teórico utilizando el HCM 2010.

Para determinar el uso de HCM 2010 se hizo una correlación entre las intersecciones analizadas y así demostrar que el HCM 2010 es viable para el análisis de las vías de Guayaquil.

Para poder ubicar un carril para bicicleta fue necesario el bloqueo de 1.2 m lineales de cada vía en análisis. Con esto se produjo un impacto en la capacidad que no se vio afectada en más del 15% para la vía de mayor riesgo. El nivel de servicio mejoro en segundos pero se mantuvo en nivel F en su estado más crítico.

Fue posible concluir que el uso de un carril de bicicleta es muy beneficio para la ciudad de Guayaquil al mejorar la capacidad de transporte hasta un 50% y con esto evitar posibles congestionamientos vehiculares, coste de transporte altos, aire menos contaminado y tener una ciudad más organizada.

Introducción

Debido a los altos índices de contaminación por el dióxido de carbono emanado del transporte motorizado, las ciudades se han puesto en marcha un plan que disminuya estos riesgos de contaminación y una mejor opción fue el uso de la bicicleta.

Para poder usar este transporte se debe implementar un carril exclusivo para el uso de la bicicleta y con las debidas seguridades del caso para poder proteger al ciclista de posibles accidentes como la invasión de su espacio por otro transporte (vehículos livianos o pesados).

En Europa este tipo de infraestructura es muy utilizada teniendo en cuenta que se logra disminuir el índice de contaminación y mejorar la movilidad de las ciudades. Para lograra atraer a las personas y motivar su uso se debe implementar estrategias que logren incentivar su uso.

En Sudamérica este tipo de TNM (transporte no motorizado) apenas se está implementado en algunos países como proyectos de paseo y en otros casos con la Argentina este medio ya tiene uso con construcciones de 120km de vía para el transporte exclusivo de la bicicleta con las debidas seguridades.

En Ecuador apenas existen estructuras de carriles de bicicletas pero sin las debidas seguridades o son usadas como parqueadero para vehículos. Se sigue pensando que la solución es hacer carreteas más amplias y más intercambiadores de tráfico. Al aumentar el número de vehículos el nivel de contaminación y ruido crecen causando serias molestias para los ciudadanos.

Para poder tener una ciudad menos contaminada y con mejor movilidad es necesario implementar y motivar el uso de la bicicleta como un medio de transporte alternativo.

CAPITULO 1

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

En el centro-comercial de Guayaquil no se tiene un estudio de tráfico adecuado a la realidad de la zona lo cual deriva que en las horas picos se congestionen las intersecciones principales. Esto se debe a diversos factores como el ancho de los carriles, cruce de peatones, diseño de los carriles, y en el crecimiento vehicular de los últimos años, el análisis de capacidad de las vías se basó en parámetros obtenidos en las calles de EE.UU. que pueden ser diferentes a las nuestras.

1.2 OBJETIVOS

Determinar una correlación entre los valores obtenidos en varias intersecciones en el que los vehículos predominantes son livianos, mediante un análisis teórico del Highway Capacity Manual 2010 y las relacionadas obtenidas en el campo en la ciudad de Guayaquil y analizar el efecto que produciría el introducir un carril para bicicleta en las intersecciones analizadas.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

No se tiene un estudio que determine cuál es la capacidad real de las vías en la ciudad, para su análisis se utiliza parámetros del HCM 2010. Estudiar la posibilidad de introducir un carril para bicicleta en las vías analizadas y medir sus efectos.

1.4 ALCANCE

El estudio se realizara en calles del centro-comercial de Guayaquil, en la cual se han tomado 5 vías para realizar las investigaciones para el proyecto en cuestión.

El estudio se delimitara a intersecciones donde los vehículos livianos son la gran mayoría.

Intersecciones que serán analizadas

Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Luque y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chile.

Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.

1.5 METODOLOGÍA

1.5.1 ANALISIS DE CAMPO

Se realizara grabaciones vehiculares mediante el uso de videocámaras que serán ubicadas en lugares estratégicos en las intersecciones donde se desarrollara el estudio. Con estas grabaciones se determinaran las horas pico de cada calle. Luego se bloqueara la calle parcialmente mediante una barrera para ver su comportamiento en la hora pico, esto nos determinara el impacto que afecta a la capacidad de las vías en distintos anchos de carril.

1.5.2 ANALISIS TEÓRICO

El análisis teórico se realizara usando la metodología del Highway Capacity Manual 2010 el cual se divide en 5 parámetros.

1. Parámetro de entrada
 - Datos de la geometría
 - Datos del transito
 - Datos del semáforo
2. Grupo de carriles y demanda
 - Grupo de carriles
 - Factor de hora pico
3. Saturación
 - Ecuación básica
 - Factores de ajustes
4. Capacidad y v/c
 - Capacidad c
 - Relación volumen a capacidad v/c
5. Medidas de efectividad
 - Demoras
 - Ajustes a la coordinación
 - Niveles de servicios

CAPITULO 2

2.0 CONCEPTOS

2.1 Conceptos básicos

En este capítulo trata sobre conceptos básicos sobre las intersecciones reguladas por semáforos. Se explicara sobre los diferentes temas relacionados con la intersección como lo son el semáforo el peatón la capacidad y nivel de servicio.

También se estudiara a la bicicleta, un medio de transporte no motorizado que hoy en día se está utilizando en algunos países del mundo, debido a que produce una contaminación mínima al medio ambiente y el costo de operación por carril es bajo y tiene una alta capacidad de transportar personas.

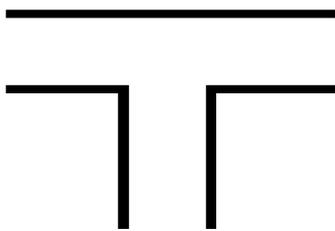
2.2 Intersecciones semaforizadas

Para analizar las intersecciones semaforizadas se debe considerar las condiciones prevaecientes de las vías y la distribución del tráfico.

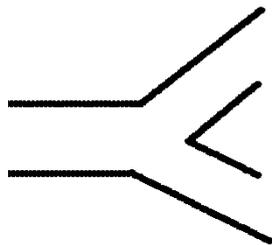
En las intersecciones reguladas por semáforos hay que añadir un elemento adicional al concepto de capacidad que es la distribución del tiempo. La capacidad y nivel de servicio son muy importantes para el análisis de intersecciones reguladas con semáforos.

Existes varios tipos de intersecciones semaforizadas como lo son:

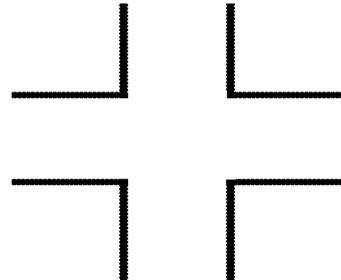
Intersecciones en T



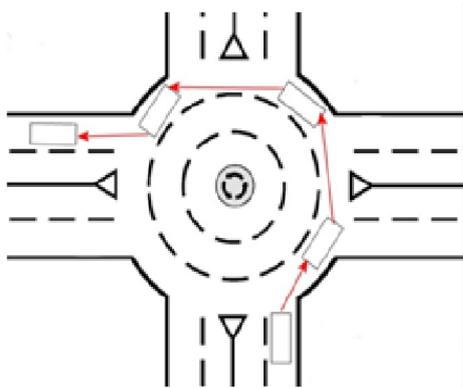
Intersección en Y



intersección en cruz



Glorietas



La intersección que será objeto de estudio es la intersección en cruz. Para el control de las intersecciones se necesita de un semáforo y de varias señalizaciones como el paso cebra, señales informativas, aceras y líneas divisorias de carriles. A pesar de contar con todas las señales correspondientes es posible que la intersección colapse producto del congestionamiento vehicular en la hora pico, dependiendo de la zona en la que se encuentre ubicada como es el caso del centro comercial de Guayaquil.

La intersección tiene que tener un diseño adecuado para evitar el congestionamiento pero ya es imposible ensanchar las vías y además hay que tomar en cuenta el impacto ambiental que produce el aumento de vehículos en la ciudad por los gases contaminantes así que en capítulos posteriores se dará a conocer las soluciones para mejorar el impacto ambiental y dar mayor movilidad a una ciudad en desarrollo.

2.3 Semáforos

Los semáforos son dispositivos que son usados específicamente para facilitar el control del tránsito de vehículos y peatones, mediante indicaciones visuales. Distribuye el tiempo de circulación y de la forma como lo haga afecta al funcionamiento de la intersección y la capacidad de la misma.

Posee tres señales indicativas que son: verde, amarillo y rojo. El tiempo del ciclo varía entre 40 seg y 150 seg, teniendo como tiempo de amarilla entre 3 y 6 seg. Su finalidad principal es la de permitir el paso alternamente a las corrientes de tránsito que se cruzan, permitiendo el uso ordenado y seguro del espacio disponible.

Si la instalación y operación de los semáforos es correcta en una red, estos podrán aportar diversas ventajas. En cambio si uno o más semáforos son deficientes, servirán para entorpecer el tráfico, tanto de vehículos como el de peatones.

Es muy importante antes de seleccionar y poner a funcionar un semáforo, se efectúe un estudio completo de las condiciones de las intersecciones y del tráfico, para saber si cumple con las necesidades de circulación.

Existen varios elementos en las operaciones semaforicas que son:

2.3.1 Ciclo

Secuencia completa donde se vuelven a repetir las mismas condiciones de regulación dentro de la intersección.

2.3.2 Duración del ciclo

Es el tiempo que tarda el semáforo en completar el ciclo, expresados en segundo. En ausencia de datos específicos del tiempo del ciclo de la intersección, la duración del ciclo para intersecciones semaforizadas a lo largo de calles urbanas se puede estimar usando los valores predeterminados de la siguiente tabla.

Tabla 1: valores para longitud del ciclo por tipo de área

Tipo de área	Valores (seg)
CBD	70
otros	100

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 10 exhibit 10-16 pág. 10-21

2.3.3 Intervalo

Periodo de tiempo en donde todas las indicaciones del semáforo permanecen constantes.

2.3.4 Fase

Tiempo durante el cual se puede realizar un determinado movimiento de tráfico durante uno o más intervalos.

Hoy en día los semáforos asignan el tiempo de diferentes maneras, desde la modalidad más simple que es la de tiempos fijos y de dos fases hasta la más

compleja de regulación actuada y multifases. Para este análisis solo se contara con semáforos de dos fases y de tiempos fijos.

En una intersección semaforizada la asignación de tiempo de verde no es lo único que influye en la capacidad; también hay que tener en cuenta los giros que se producen en las fases del semáforo. Existe tres tipos de movimientos giro permitido, protegido y sin oposición.

2.3.4.1 Giro permitido

Se efectúa cuando hay un flujo peatonal conflictivo o contra flujo vehicular en sentido opuesto. Por ejemplo si hay un giro a la izquierda que se realice al mismo tiempo que al movimiento del tráfico en sentido opuesto se considera permitido, o si bien se realiza un giro a la derecha al mismo tiempo que las personas cruzan por el paso de peatón.

2.3.4.2 Giro protegido

En este tipo de movimiento no hay oposición durante los giros hechos a la izquierda o derecha, cuando el movimiento de los peatones no está permitido. Pero este tipo de movimiento consume una cantidad mayor de tiempo de verde.

2.3.4.3 Giro sin oposición

Este tipo de movimiento jamás se encuentra en conflicto con el tráfico. Esta condición se cumple cuando la calle es una intersección tipo T.

2.4 Flujo de saturación

La saturación se define como la tasa máxima de flujo, en un acceso o grupo de carriles, que puede pasar a través de la intersección bajo condiciones prevalecientes del tráfico y la carretera, suponiendo que dicho grupo de carriles este el 100 % del tiempo disponible como verde efectivo.

2.5 Capacidad en las intersecciones semaforizadas

La capacidad de una intersección regulada por semáforos, está dada por cada grupo de carriles y se define como la tasa máxima por hora en la que los vehículos pueden

cruzar la intersección, de acuerdo con las condiciones prevalecientes del tráfico, de las vías y las condiciones de semaforización. La capacidad se da en vehículos por hora (veh/hr) para periodos de 15 min.

La capacidad se calcula por separado para cada grupo de carriles, se entiende por grupo de carriles, a una o más carriles utilizados por los vehículos de forma compartida y esto nos lleva a tener una capacidad compartida para todos los vehículos.

Hay condiciones que afectan a la capacidad de una intersección que son:

- Las condiciones del tráfico
- Las condiciones de carretera
- Las condiciones del semaforización

2.5.1 Las condiciones del tráfico

Son aquellas que distribuyen a los vehículos y a sus diferentes tipos en cada movimiento, flujo peatonal y estacionamientos que afectan a la intersección.

2.5.2 Las condiciones de las vías

Comprende las condiciones geométricas de la intersección, influyen también en el número y ancho de los carriles y el uso de estacionamientos.

2.5.3 Las condiciones de la semaforización

Incluyen las fases del semáforo, el reglaje, tipo de control y la progresión del semáforo de cada acceso. El análisis de capacidad concluye con el cálculo de la relación entre el volumen y la capacidad (v/c) de cada grupo de carriles.

2.6 Nivel de servicio en las intersecciones semaforizadas

El nivel de servicio de una intersección con semáforo se define a través de las demoras, las cuales representan para el usuario una medida del tiempo perdido de viaje, consumo de combustible, incomodidad y frustración. Específicamente, el nivel de servicio se expresa en términos de la demora media por parada de vehículos

para un periodo de análisis de 15 min, considerando como el periodo de máxima demanda.

La demora es una medida compleja y depende de algunas variables que indica el HCM 2010 que son:

- Factor de coordinación.
- Duración del ciclo.
- Tiempo de verde.
- Relación v/c para grupo de carriles.

La demora puede causar menos problemas si se mejora las coordinaciones semafóricas.

El Highway Capacity Manual 2010 define 6 tipos de niveles de servicio para intersecciones semaforizadas que se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 2: Nivel de servicio

Nivel de servicio	Demora promedio por vehículo (SEG)
A	≤ 10
B	$> 10 \leq 20$
C	$> 20 \leq 35$
D	$> 35 \leq 55$
E	$> 55 \leq 80$
F	> 80

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-2 pág. 16-2

1. nivel de servicio A

Operación con demoras muy bajas, menores de 10 segundos por vehículos promedio. La mayoría de los vehículos llegan durante la fase verde y no se detienen del todo. Longitudes de ciclo corto pueden contribuir a demoras mínimas.

2. nivel de servicio B

Operación con demoras entre 10 y 20 segundos por vehículo promedio. Algunos vehículos comienzan a detenerse.

3. nivel de servicio C

Operación con demoras entre 20 y 35 segundos por vehículo promedio. La progresión del tráfico es regular y algunos ciclos empiezan a prolongarse.

4. nivel de servicio D

Operación con demoras de 35 y 55 segundos por vehículo promedio. Las demoras pueden deberse a la mala progresión del tráfico o llegadas en la fase roja, longitudes de ciclo amplias o relaciones v/c altas. Muchos vehículos se detienen.

5. nivel de servicio E

Demoras entre 55 y 80 segundos por vehículo promedio. Se considera como el límite aceptable de demoras. Las demoras son causadas por progresión pobres, ciclos muy largos y relaciones v/c muy altas.

6. nivel de servicio F

Demoras superiores a los 80 segundos por vehículo promedio. Los flujos de llegada exceden la capacidad de los accesos de la intersección, lo que ocasiona congestionamiento, operaciones saturadas y baja relación v/c.

2.7 Relación entre capacidad y nivel de servicio

Los niveles de servicio han sido establecidos en diferentes niveles de demoras por la aceptación de los conductores. El nivel D es el objetivo de diseño deseable.

Cuando existen valores de v/c inferiores a 1 o quizás más bajas de 0.85 a 0.75 producto del congestionamiento y con un nivel de servicio F, con estos valores puede producirse demoras muy prolongadas si se combina con los siguientes factores:

- duración del ciclo prolongado.
- grupo de carriles con prolongación de tiempo de roja.
- coordinación semafórica deficiente.

También es posible si en grupo de carriles saturados con una relación v/c próxima a 1, pueda tener demoras cortas si:

- El ciclo es corto.
- Coordinación semafórica es favorable para el grupo de carriles.
- Ambas circunstancias se juntan.

Para poder evaluar mejor el funcionamiento de las intersecciones semaforizadas es necesario que se reconozca la relación existente entre capacidad y el nivel de servicio.

2.8 Peatón

Se explicara una visión básica de lo que son los peatones y sus principios de circulación o flujo.

El alcance de movilidad del peatón se limita a aceras, paso de peatones y esquinas. Todo estudio de tráfico debe analizar la seguridad de los peatones, la forma de circulación y desplazamiento del mismo.

Si un paso de peatones se encuentra saturado de personas esta representa una incomodidad tanto para los peatones como para los vehículos ya que podrían producir demoras en los movimientos vehiculares y afectaría a la capacidad en la intersección semaforizada.

El peatón también se ve afectado por el reducimiento de las aceras debido a los elementos mobiliarios. Los ciclos del semáforo también afectan a los peatones obligándolos a concentrarse en las esquinas de las aceras. El nivel de servicio también es aplicado en los peatones.

Los detalles de campo es la mejor fuente de información para conocer los flujos de los peatones. Si no hay datos locales la siguiente tabla puede ser usada.

Tabla 3: datos para flujos peatonales

Tipo de área	Volumen de los peatones (p/hr)
CBD	400
Otros	50

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 10 exhibit 10-22 pág. 10-26

2.8.1 Terminología aplicada en la capacidad peatonal

Los siguientes temas son usados para las instalaciones peatonales y en el análisis de capacidad y nivel de servicio.

2.8.1.1 Velocidad del peatón

Es la velocidad de marcha media expresada en segundos. La velocidad de marcha de los peatones varía de 0.8 m/seg hasta 1.8 m/seg. El manual de Uniform Traffic Control Devices asume una velocidad de 1.2 m/seg para intersecciones con semáforo. Sobre las aceras y con un volumen libre la velocidad de los peatones es aproximadamente de 1.5 m/seg.

2.8.1.2 Volumen peatonal

Es el número de peatones que pasa por una sección transversal de una vía.

2.8.1.3 Volumen por unidad de anchura

Es el flujo medio de peatones por unidad de ancho efectivo de la zona peatonal, expresada en peatones por minutos. Una capacidad de 75 p/min/m o 4500 p/hr/m es un valor razonable para una instalación peatonal cuando no hay datos locales viables.

2.8.1.4 Grupo de peatones

Numero de peatones que caminan de forma involuntaria debido a los semáforos.

2.8.1.5 Densidad peatonal

Es el número medio de peatones por unidad de superficie dentro de una zona peatonal o formación de colas, expresada en peatones por metro cuadrado.

2.8.1.6 Superficie peatonal

Es el área que dispone cada peatón en una zona peatonal, evaluada en metros cuadrados por peatón; es inversa a la densidad peatonal. Para un solo peatón que no esté en movimiento se necesita un espacio mínimo de 0.5 m x 0.6 m que da un total de área de 0.3 m² y para peatones en movimientos con velocidades que se ven frecuentemente restringidas el área tope es de 0.75 m².

2.8.2 Principios de la circulación peatonal

Las variables de calidad de la circulación peatonal son similares a las empleadas por los vehículos, como la libertad de circulación a la velocidad deseada y poder realizar adelantamientos.

Hay otros factores ambientales que aportan a la experiencia al caminar y por tanto evalúa los diferentes niveles de servicio existentes estos son:

2.8.2.1 Comodidad

Protege del medio ambiente al peatón y presenta instalaciones atractivas para el uso peatonal

2.8.2.2 Conveniencia

Factor que incluye la distancia de caminado, ofreciendo elementos que contribuyen a facilitar el desplazamiento de los peatones como distancias cortas de aceras confluentes.

2.8.2.3 Seguridad vial

Se coloca diferentes dispositivos de regulación del tráfico para separar a los vehículos y peatones.

2.8.2.4 Seguridad pública

Comprende el alumbrado, campo visual, grado y tipo de actividad de la calle.

2.8.2.5 Economía

Coste de usuarios asociados con las demoras.

2.8.3 Nivel de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas.

El criterio para el nivel de servicio de los peatones en intersecciones semaforizadas está basado en la demora del peatón. El análisis en las intersecciones reguladas por semáforos es más complejo para analizar debido que intervienen varios factores en el cruce peatonal como la velocidad del peatón, personas que esperan el cambio de señal y el tráfico vehicular.

En la siguiente tabla 4 se reflejan valores bajos a moderados de los peatones en conflicto con el volumen vehicular.

Tabla 4: nivel de servicio para peatones en intersecciones semaforizadas

LOS	Demora por peatón (seg/p)	Posibilidad o desobediencia
A	< 10	Baja
B	≥ 10-20	
C	> 20-30	moderada
D	> 30-40	
E	> 40-60	Alta
F	> 60	Muy alta

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 18 exhibit 18-9 pág. 18-18

2.8.4 Nivel de servicio en zonas de formación de colas

El nivel de servicio en zonas de esperas depende de la superficie que ocupe cada peatón y del grado de movilidad permitido. Pero a medida que aumente la superficie puede que se incremente la movilidad de una persona. El nivel de servicio clasificado en la tabla 5 está vinculado con el área media de cada peatón y con el grado de movilidad permitido.

Tabla 5: nivel de servicio para peatones en área de colas

Nivel de servicio	Espacio (m ² /p)
A	>1.2
B	>0.9-1.2
C	>0.6-0.9
D	>0.3-0.6
E	>0.2-0.3
F	≤0.2

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 18 exhibit 18-7 pág. 18-6

2.8.5 Nivel de servicio en aceras

Las aceras son instalaciones separadas del tráfico vehicular. Estas instalaciones están al servicio de los peatones. La AASHTO recomienda un ancho de acera mínimo de 1.5m y de 2.4 en zonas comerciales si es necesario. Si no hay datos locales se recomienda usar la siguiente tabla.

Tabla 6: ancho de acera

Condición	Ancho(m)
Zona comercial	1.5
Otras zonas	2.1

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 11 exhibit 11-13 pág. 11-12

Tabla 7: volumen medio de nivel de servicio en aceras

Nivel de servicio	Área (m ² /p)	Volumen (p/min/m)	Velocidad (m/seg)	Relación v/c
A	>5.6	≤16	>1.30	≤0.21
B	>3.7-5.6	>16-23	>1.27-1.30	>0.21-0.31
C	>2.2-3.7	>23-33	>1.22-1.27	>0.31-0.44
D	>1.4-2.2	>33-49	>1.14-1.22	>0.44-0.55
E	>0.75-1.4	>49-75	>0.75-1.14	>0.65-1.0
F	≤0.75	Variable	≤0.75	variable

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 18 exhibit 18-3 pág. 18-4

2.9 Bicicleta

Las bicicletas son vehículos con dos ruedas impulsado solamente por energía humana. Este medio de transporte no es muy utilizado en nuestro país sobre todo en zonas urbanas conflictivas; donde resultaría muy atractivo utilizar este vehículo para facilitar la circulación y disminuir el congestionamiento vehicular.

El crecimiento poblacional y la contaminación ambiental de parte de los vehículos ligeros y pesados hacen que se planteen nuevas formas de transportación como es el uso de bicicletas. Los ciclistas se tienen que enfrentar a diversos factores adversos como son: los accidentes con los automotores, robo, inclemencia del tiempo y la topografía del sitio. Para que esto funcione se deberán emplear todas las seguridades del caso para reducir al mínimo la vulnerabilidad de los ciclistas

Ventajas del uso de la bicicleta:

- Disminución de la contaminación atmosférica.
- Disminución de la congestión vehicular.
- Ahorro en costo de transporte.
- Infraestructura económica.

2.9.1 Carril para bicicleta

En nuestro medio recientemente existen este tipo de instalaciones se espera sea una buena opción para aligerar el tráfico que producen los vehículos ligeros en la zona centro-comercial de Guayaquil.

Para poder usar el carril de bicicleta en las vías analizadas se tendría que reducir el ancho del carril de las vías y observar el impacto que sufriría la capacidad de la intersección con el fin de ubicar un carril específico de bicicleta, esto podría aumentar el transporte de las personas.

Estudios realizados por el Highway Capacity Manual 2010 muestra equivalencias de vehículos ligeros para bicicletas que van desde 1.2 hasta 10.2 dependiendo del tamaño del carril y de la ubicación.

Estudios realizados en Europa reportan valores de capacidad de 1600 bicicletas/hr/ln para instalaciones de 2 vías y 3200 bicicletas/hr/ln para instalaciones de una vía según el HCM 2010.

AASHTO recomienda un ancho de carril para bicicleta de 3 m y 2.4 como un mínimo requerimiento.

Tabla 8: ancho de vías para bicicletas en vías continuas

	Ancho (m)
Vía de dos carriles	2.4
Vía de tres carriles	3.0

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 11 exhibit 11-20 pág. 11-18

2.9.2 Datos requeridos y valores estimados

En la siguiente tabla se dará valores por defectos que son usados como parámetros de entrada cuando no se encuentren datos locales.

Tabla 9: datos de entrada requeridos y valores predeterminados para vías para bicicletas

ítem	Valores
Datos geométricos	
Longitud	-
Ancho de vía para bicicletas	2.4 m
Datos de demanda	
Periodo de análisis	-
Factor de hora pico (PHP)	0.8
Velocidad de la bicicleta	-

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 11 exhibit 11-19 pág. 11-17

2.9.3 Flujo para carril de bicicletas en Intersecciones semaforizadas

El ancho típico para un carril de bicicletas en intersecciones semaforizadas se encuentra en el rango medio de 1.2 m y 1.8 m. La saturación recomendada es de 2000 bicicletas/hr según investigaciones realizadas por el Highway Capacity Manual 2010.

Algunos estudios realizados para obtener el factor de hora pico para bicicletas dan como resultados valores de 0.52 y 0.82. Un valor por defecto de 0.80 puede ser usado como factor de hora pico para las bicicletas en caso de no tener datos locales.

El periodo de análisis de las bicicletas es de 15 min, similar al utilizado en el flujo vehicular. En la siguiente tabla 10 se detallara el nivel de servicio para bicicletas en intersecciones semaforizadas, de acuerdo con la demora.

Tabla 10: nivel de servicio para bicicletas en intersecciones semaforizadas

Nivel de servicio	Control de la demora (seg/bicicletas)
A	<10
B	≥10-20
C	>20-30
D	>30-40
E	>40-60
F	>60

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 19 exhibit 19-4 pág. 19-6

Capítulo 3

3.0 Método teórico

3.1 Introducción al método teórico

La metodología a utilizar es la del Highway Capacity Manual 2010. El análisis de tráfico determina la capacidad y el nivel de servicio para cada grupo de carriles. Por tanto se ha dividido en 5 módulos para facilitar los cálculos correspondientes.

3.2 Parámetro de entrada

Se define toda la información necesaria para los cálculos correspondientes. Este parámetro incluye todo los datos geométricos de la intersección, condiciones de tráfico y semaforización. En la siguiente tabla 11 se muestra la información requerida para el comportamiento del análisis operacional de las intersecciones semaforizadas.

Tabla 11: Datos necesarios para cada grupo de carriles

Tipo de condición	Parámetro
Condiciones Geométricas	Tipo de área
	Número de carriles, N
	Ancho promedio de carriles, W (m)
	Pendiente, G (%)
	Existencia de carriles exclusivos, LT o RT
	Longitud de almacenamientos de los carriles de LT o RT, Ls (m)
	Estacionamiento
Condiciones de tráfico	volumen de demanda por movimiento, v (veh/h)
	tasa de flujo de saturación ideal de cada movimiento, S_o vl/hr/c
	Factor de hora pico, PHF
	Porcentaje de vehículos pesados, HV (%)
	tasa de flujo peatonal en conflicto, V_{ped} (p/h)
	Autobuses con parada en la intersección, N_B (buses/h)
	Estacionamiento, maniobras/h (N_m)
	tipo de llegada, AT
	Proporción de vehículos que llegan en verde, p
	Velocidad de aproximación, S_A (km/hr)
Condiciones de Semaforización	Duración del ciclo, C (s)
	Tiempo de verde, G (s)
	Amarillo+Todo rojo, intervalo de cambio y despeje, entreverde, Y (s)
	Operación accionada o prefijada
	Botón peatonal
	Mínimo verde peatonal, G_p (s)
	Plan de fases

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-3 pág. 16-3

En la siguiente tabla se presentan valores predeterminados en caso de no haber datos locales.

Tabla 12: datos requeridos para intersecciones semaforizadas

ítem	Valores
Datos geométricos	
Carriles con giro exclusivo	-
Demanda de datos	
Intersecciones con movimientos de giro	-
PHF	0.92
Periodo de longitud de análisis	0.25h
Datos de intersección	
Tipo de control	-
ciclo	Tabla 1
Tiempo perdido	-
g/C	-
Tipo de llegadas (AT)	3 desconectadas, 4 coordinadas
Extensión de tiempo (UE)	3.0 seg
Factor de ajuste de control accionado (K)	0.40 (planeamiento)
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba (I)	1.00
Flujo de saturación ajustado	-
Datos de flujo de saturación	
Tasa de flujo de saturación base	1900 vl/hr/carril
Ancho de carril	3.6 m
Vehículos pesados	2%
pendiente	0%
Maniobras de parqueo	Página 28
Buses locales	-
peatones	Tabla 3
Tipo de área	-
Utilización del carril	Tabla 18

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 10 exhibit 10-12 pág. 10-17

3.2.1 Condiciones geométricas

Suele presentarse en forma de diagrama y debe incluirse toda la información necesaria para continuar con los cálculos correspondientes, incluyendo el ancho del carril y el estacionamiento.

3.2.2 Condiciones de tráfico

Se deben especificar los volúmenes de tráfico de cada movimiento de cada acceso. Asimismo se necesitan los flujos del peatón porque estos interfieren con los giros a la derecha o izquierda.

Una importante característica del tráfico es la calidad de progresión que sirve para completar el análisis de una intersección regulada por semáforos. El parámetro que describe a esta característica es el tipo de llegada (TLI) para grupo de carriles. En la siguiente tabla se describen los 6 tipos de llegadas.

Tabla 13: Tipos de llegadas

Tipo de llegadas	Descripción
1	Contiene columnas densas que representan el 80% del volumen del grupo de carriles, llegando al principio de la fase roja. Este AT es indicativo de enlances de la red viaria que experimenta una calidad de progresión mala.
2	Columnas moderadamente densas que llegan en mitad de la fase roja o columnas dispersas que contienen del 40 al 80 por ciento del volumen del grupo de carriles y que llegan durante toda la fase roja. Este AT es representativo de una progresión desfavorable en las arterias de dos direcciones.
3	Llegadas de forma aleatorias en las que las columnas principales representa menos del 40 % del volumen del grupo de carriles. Este AT, que es representativo de la circulación en intersecciones reguladas por semáforos aisladas y desconectadas del resto de la red, se caracteriza por la gran dispersión de las columnas. También se adoptan como ejemplo de coordinación de la circulación cuando las mejoras alcanzadas por la progresión son mínimas.
4	Columnas moderadamente densas que llegan en mitad de la fase verde, o columnas dispersas que contienen entre el 40 y 80 por ciento del volumen del grupo de carriles y que llegan durante toda la fase verde. Este AT es representativo de una progresión favorable en las arterias de dos direcciones.
5	Columnas entre densas y moderadamente densas que contienen más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles y que llegan al principio de la fase verde. Este AT es representativo de una calidad de progresión altamente favorable, que puede presentarse en vías con pocas, o moderadamente pocas, entradas de calles laterales y que ostentan una alta prioridad de paso en el proyecto del plan de reglaje de los semáforos
6	Este tipo de llegada se reserva para una calidad de progresión excepcional en vías cuyas características de progresión son casi ideales. Este tipo es representativo de columnas muy densas que progresan a través de un cierto número de intersecciones próximas entre sí, con un número mínimo, o casi despreciable, de entradas de calles laterales entre intersecciones consecutivas.

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-4 pág. 16-4

3.2.3 Condiciones de semaforización

Se debe tener la información completa sobre las condiciones del semáforo. Esto incluye el plan de fases, duración del ciclo, tiempos de verdes y el intervalo de cambio.

Cuando existe un tiempo requerido para los peatones, se debe tener en cuenta el mínimo tiempo de verde de esta fase.

El mínimo tiempo de verde se puede evaluar en la siguiente ecuación:

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.81N_{ped})/W_e \quad \text{para } W_e > 3.0 \text{ m} \quad \text{Ec (3.1)}$$

$$G_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.27N_{ped})/W_e \quad \text{para } W_e < 3.0 \text{ m} \quad \text{Ec (3.2)}$$

Donde

G_p = mínimo tiempo de verde (seg)

L = longitud del cruce peatonal (m)

S_p = velocidad media de peatones (m/s)

W_e = ancho efectivo (m)

N_{ped} = número de peatones que cruzan durante un intervalo p

3.3 Grupo de carriles y volumen

3.3.1 Grupo de carriles

La metodología para las intersecciones semaforizadas es desagregada, se considera a cada acceso de la intersección individualmente y cada grupo de carriles dentro de cada acceso. Por lo tanto es necesario determinar los grupos de carriles apropiados para efectuar los análisis correspondientes.

La división de una intersección en un grupo de carriles, se debe de considerar la geometría y la distribución de los movimientos del tráfico.

Tabla 14: Análisis de los diferentes grupos de carriles

Número de carriles	Movimientos por carriles	Movimientos del grupo de carriles	Grupo de carriles
1	izquierda, recto., & derecha:	MG 1:	LG 1:
2	Giro exclusivo a la izquierda: Recto. & derecha:	MG 1: MG 2:	LG 1: LG 2:
2	Izquierda & recto.: Recto, & derecha:	MG 1: MG 2:	LG 1: LG 2:
3	Giro exclusivo a la izquierda: Giro exclusivo a la izquierda: Recto: Recto: Recto, & derecha:	MG 1: MG 2:	LG 1: LG 2: LG 3:

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2010 capítulo 18 exhibit 18-12 pág. 18-34

3.3.2 Determinación del volumen

El volumen y el volumen ajustado son variables encargadas de cuantificar la demanda, esto es el número de conductores (expresado en vehículos) que usan una infraestructura vial durante un periodo específico.

El volumen es el número total de vehículos que pasan por un punto específico de un carril durante un tiempo determinado; los volúmenes pueden expresarse en términos horarios o menores a una hora.

El volumen ajustado es la tasa equivalente a en lo que los vehículos pasan por un punto o tramo de un carril o carretera durante un intervalo de tiempo usualmente de 15 min.

Es necesario convertir los volúmenes horarios a volumen ajustado durante 15 min a través del factor de hora pico.

Esto se hace dividiendo los volúmenes de movimientos para el factor de hora pico. El volumen queda expresado en la siguiente ecuación:

$$v_p = V/PHF \quad \text{Ec. (3.3)}$$

Donde

v_p = volumen durante un periodo pico de 15 min (veh/h)

V = volumen horario (veh/h)

PHF = factor de hora pico.

Ejemplo:

Periodo	Volumen
16h00-16h15	410
16h15-16h30	446
16h30-16h45	464
16h45-17h00	483
17h00-17h15	493
17h15-17h30	420
Total	1886

El área sombreada corresponde al mayor volumen dentro de la hora de máxima demanda.

El periodo de 15 minutos de máxima demanda corresponde a 17h00-17h15 con el valor de 493 vehículos livianos.

$$PHF = 1886 / (4 * 493) = 0.956 \approx 0.96$$

Debido a que no todos los movimientos de una intersección tienen el mismo volumen máximo durante el mismo intervalo de 15 min, es aconsejable analizar directamente los flujos en cada 15 min y seleccionar un periodo crítico de análisis.

3.4 Determinación del flujo de saturación

La saturación es el flujo de vehículos por hora que pueden pasar por una intersección si la señal de verde está disponible toda la hora y el flujo de vehículos no se detiene nunca, es decir la relación del tiempo de verde (g/c) sea de 1.

Tabla 15: ajuste de tasa de flujo de saturación por tipo de área

Tipo de área	Valor por defecto(veh/hr/ln)	Rango (veh/hr/ln)
CBD	1700	1600-1800
otros	1800	1700-1950

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 10 exhibit 10-19 pág. 10-24

El flujo de saturación queda definida en la siguiente formula:

$$S = (S_o) * (N) * (f_w) * (f_{HV}) * (f_g) * (f_p) * (f_{bb}) * (f_a) * (f_{LU}) * (f_{LT}) * (f_{RT}) * (f_{Lpb}) * (f_{Rpb}) \quad \text{Ec. (3.4)}$$

Donde

S= saturación para el grupo de carriles, expresada como el total de todos los carriles del grupo de carriles (v/hv)

S_o= saturación ideal por carril, normalmente 1900 vl/hv/c

N= número de carriles del grupo de carriles.

F_w= factor de ajuste por anchura de carril.

F_{HV}= factor de corrección por la proporción vehículos pesados en la corriente de circulación.

F_g= factor de ajuste por inclinación del acceso.

F_p= factor por ajuste por la existencia de un carril de estacionamiento adyacente al grupo de carriles y por la

actividad de estacionamiento en ese carril.

f_{bb} = factor de ajuste por efecto de bloqueo de autobuses dentro de la intersección.

f_a = factor de ajuste por tipo de área.

f_{LU} = factor de ajuste por distribución de carriles.

F_{RT} = factor de ajuste por giros a la derecha.

F_{LT} = factor de ajuste por giros a la izquierda.

f_{Lpb} = factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros vehiculares a la izquierda.

f_{Rpb} = factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros vehiculares a la derecha.

3.4.1 Saturación ideal

Usualmente se toma el valor de 1900 (veh/hv/c). Este valor está ajustado para una variedad de condiciones prevalecientes no ideales. Este valor puede ser disminuido o aumentado de acuerdo con las medidas de campo locales.

3.4.2 Factor de ajuste por ancho de carril

El factor de ajuste por ancho de carril, toma en cuenta el impacto que produce los carriles estrechos y permite ajustar el incremento del flujo en carriles anchos. El carril estándar es de 3.6 m. En caso de que el carril supere los 4.8 m se lo puede considerar como dos carriles.

Tabla 16: factor de ajuste por ancho de carril, (f_w)

Ancho medio del carril	Factor de ajuste por ancho del carril, f_w
2.4	0.867
2.7	0.900
3.0	0.933
3.3	0.967
3.6	1.000
3.9	1.033
4.2	1.067
4.5	1.100
4.8	1.133

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2010.

3.4.3 Factores de vehículos pesados e inclinación

Mediante los factores f_g y f_{HV} respectivamente se tratan por separado los efectos de los vehículos pesados y de la inclinación de la rasante. Al tratar por separados ambos factores se admite que todos los vehículos ligeros y pesados se ven afectados por esta inclinación.

El factor de ajuste por vehículos pesados puede tener en cuenta el espacio que ocupan debido a su relación de tamaños con respecto a los vehículos ligeros.

La equivalencia de un vehículo pesado con respecto a uno liviano (vl) es de 2.

3.4.4 Factor de ajuste por estacionamiento

Este factor tiene en cuenta el roce que produce el carril de estacionamiento con el carril contiguo y del bloqueo que se origina debido a la salida y entrada del parqueo.

La maniobra de estacionamiento de entrada y salida bloquea el flujo vehicular del carril adyacente como una media de 18 seg.

En las calles de una sola dirección el flujo vehicular se ve afectado dependiendo en qué lado del grupo de carriles se encuentre el estacionamiento. Un ejemplo si el estacionamiento se encuentra del lado derecho solo afectara al grupo de carriles de la derecha y si estacionamiento está en el lado izquierdo solo se fricciona del lado izquierdo del grupo de carriles. No es lo mismo una zona de parqueo sin maniobras que una sin estacionamiento alguno.

3.4.5 Factor de ajuste por bloqueo de bus

Tiene en cuenta el impacto que dicho transporte produce al tráfico al recoger y dejar pasajeros. El factor que se utiliza presupone un tiempo medio de bloqueo de 14.4 seg durante la señal del semáforo en tiempo de verde.

3.4.6 Factor de ajuste por tipo de área

Da razón de la ineficiencia de las zonas comerciales comparadas con otras que se encuentran situadas en diferentes lugares. Esto se debe al congestionamiento vehicular, peatones, zonas escolares, parqueos.

Tabla 17: factor de ajuste por tipo de área

Tipo de área	Factor por tipo de área
Centro urbano (CBD)	0.90
Otras zonas	1

Fuente: TRB. *Highway Capacity Manual 2010*.

3.4.7 Factor ajuste por utilización del carril

Este factor sirve para detallar la desigual distribución del tráfico que se produce en los grupos de carriles y hace una mayoración del volumen vehicular para ver el efecto que produce el carril con mayor cantidad de flujo.

Tabla 18: Factor de utilización de carril

Movimientos en el grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Consideración del tráfico en el trayecto del carril (%)	Factor por ajuste de utilización del carril (f _{LU})
A lo largo o compartido	1	100.0	1.000
	2	52.5	0.952
	3	36.7	0.908
Giro exclusivo a la izquierda	1	100.0	1.000
	2	51.5	0.971
Giro exclusivo a la derecha	1	100.0	1.000
	2	56.5	0.885

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2010 capítulo 18 exhibit 18-30 pág. 18-77

3.4.8 Factor de ajuste por giro a la derecha

Su primordial objetivo es reflejar el efecto de la geometría. Este factor depende de algunos variables incluyendo:

- si el giro a la derecha es realizado de un carril exclusivo o compartido
- la proporción de vehículos que giran a la derecha en un carril compartido

En el caso de que un grupo de carriles no incluyen giros a la derecha, el factor de giro es 1.

3.4.9 Factor de ajuste por giros a la izquierda

Se basa en variables similares a los giro a la derecha, incluye:

- giros a la izquierda que se realizan en carriles exclusivos o protegidos
- tipo de fases
- proporción de vehículos que giran a la izquierda que utilizan un carril compartido
- flujo en sentido opuesto cuando se realizan giros a la izquierda permitidos.

Tabla 19: volúmenes probables requeridos para carriles con giros exclusivos a la izquierda en intersecciones semaforizadas.

Carriles con giro	Volumen mínimo de giro
Carril simple con giro exclusivo a la izquierda	100
Carril doble con giro exclusivo a la izquierda	300

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 10 exhibit 10-13 pág. 10-18

3.4.10 Factor de ajuste para peatones y bicicletas

Este factor de ajuste es basado en el concepto correspondiente a la zona de conflicto, teniendo en cuenta el conflicto entre los giros de los vehículos, peatones y bicicletas.

La proporción del tiempo de verde en que la zona de conflicto está ocupada es determinada como una función de la ocupación oportuna y del número de carriles recibidos por los giros de los vehículos.

Tabla 20: Variables de entradas

Variables cualitativas	
Movimientos de giros (giro a la izquierda o giro a la derecha)	
Tipos de calles (una vía o 2 vías)	
Tipos de giros del carril (exclusivo o compartido)	
Tipos de señales de fase (protegido, permitido o protegido-permitido)	
Parámetros cuantitativos	Símbolos
Longitud del ciclo, s	C
Oposición de cola al tiempo de despeje, ^a S	g _p
Opposing flow rate alter queue clears, ^a veh/h	V _o
Numero efectivo de carriles de giro	N _{turn}
Numero efectivo de carriles recibidos	N _{rec}
Proporción de volúmenes de giros a la izquierda ^b	P _{LT}
Proporción de volúmenes de giros a la derecha ^b	P _{RT}

Parámetros cuantitativos	Símbolos
Proporción de giros a la izquierda usando la fase protegida ^c	P _{LT} A
Proporción de giros a la derecha usando la fase protegida ^c	P _{RT} A
Volumen peatonal, ^d p/h	V _{ped}
Velocidad peatonal, ^d p/h	V _{pedg}
Volumen de bicicletas, ^e bicicleta/h	V _{bic}
Velocidad de la bicicleta, ^e bicicleta/h	V _{bicg}
Verde efectivo, ^e S	g
Pedestrian green walk + Flushing don't walk, ^f s	g _p

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000

En las siguientes tablas se dará a conocer varios factores para la resolución de la saturación.

Tabla 21: factores de ajuste para la tasa de flujo de saturación

factor	formula	Definición de variables	Notas
Ancho del carril	$f_w = 1 + \frac{(W - 3.6)}{9}$	W= ancho del carril (m).	W ≥ 2.4 Si w > 4.8 analizar como 2 carriles
Vehículos pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$	%HV= porcentaje de vehículos pesados.	E _T = 2.4 pc/HV
Pendiente	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	%G= % de pendiente del acceso.	-6 ≤ %G ≤ +10 Negativas en descensos
Estacionamiento	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18Nm}{3600}}{N}$	N= número de carriles en el grupo. N _M = número de maniobras de estacionamiento/hr.	0 ≤ N _m ≤ 180 f _p ≥ 0.050 f _p =1.000 sin estacionamiento
Bloqueo de buses	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N= número de carriles del grupo. N _B = número de buses que paran por hora.	0 ≤ N _B ≤ 250 F _{bb} ≥ 0.050
Tipo de área	f _a = 0.900 en CBD f _a = 1.000 en otras áreas	CBD= distrito central de negocios (centro de la ciudad).	
Utilización de carriles	$f_{LU} = \frac{V_g}{V_{g1}N}$	V _g = tasa de flujo de demanda no ajustada del grupo de carril (veh/hr). V _{g1} = tasa de flujo de demanda no ajustada del carril con el volumen más alto del grupo. N= número de carriles del grupo	

factor	formula	Definición de variables	Notas
Vuelta a la izquierda	Fase protegida: Carril exclusivo: $f_{LT} = 0.95$ Carril compartido: $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05P_{LT}}$	P_{LT} = proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles.	
Vueltas a la derecha	Carril exclusivo: $f_{RT} = 0.85$ Carril compartido: $f_{RT} = 1.0 - 0.15P_{RT}$ Carril simple: $f_{RT} = 1.0 - 0.135P_{RT}$	P_{RT} = proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles.	$f_{RT} \geq 0.050$
Bloqueo por peatones y bicicletas	Ajuste: LT $f_{Lpb} = 1.0 - P_{LT} (1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$ Ajuste: RT $f_{Rpb} = 1.0 - P_{RT} (1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$	P_{LT} =proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles. A_{pbT} =ajuste a la fase permitida. P_{LTA} =proporción de vueltas a la izquierda que usan la fase protegida. P_{RT} = proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles. P_{RTA} = proporción de vueltas a la derecha que usan la fase protegida.	

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-7 pág. 16-11

3.5 Capacidad y relación v/c

La capacidad en las intersecciones semaforizadas se basa en el concepto de flujo de saturación. Para calcular la capacidad se necesitan las siguientes variables básicas.

1. Relación de flujos para cada grupo de carriles.
2. Capacidad de cada grupo de carriles.
3. Relación volumen/capacidad para cada grupo de carriles.
4. Relación crítica v/c para el conjunto de la intersección.

Para calcular la capacidad de un grupo de carriles se utiliza la siguiente ecuación:

$$c = S * \left(\frac{g}{C} \right) \quad \text{Ec. (3.5)}$$

Donde

c= Capacidad de un grupo de carriles.

S= Saturación para un grupo de carriles.

g/c= Relación de verde efectivo para un grupo de carriles.

3.5.1 Relación v/c

La relación volumen, capacidad, (v/c), es representada por el símbolo x. este símbolo destaca la relación que existe entre la capacidad y las condiciones de semaforización, también se denomina a esta variable (grado de saturación).

La ecuación que define a la variable X es:

$$X_i = \left(\frac{v}{c}\right) = \frac{v_i}{S_i * \left(\frac{g_i}{C}\right)} = \frac{v_i * C}{S_i * g_i} \quad \text{Ec. (3.6)}$$

Donde

$X_i = (v/c)_i$ = relación para el grupo de carriles

v_i = tasa de flujo de circulación real o prevista, para el grupo de carriles i , en v/hv

s_i = flujo de saturación para el grupo de carriles i , en v/hv

g_i = tiempo de verde efectivo en segundos

El valor de X_i oscila entre 1,0, cuando el volumen ajustado es igual a la capacidad entonces es cero. Si el valor supera de 1 significa que el volumen ajustado excede temporalmente a la capacidad.

El concepto de capacidad de toda la intersección no tiene relevancia. Es muy raro que la intersección llegue a saturarse a la misma hora del día.

3.5.2 Grupo de carriles critico

Otra variable importante para determinar la capacidad de las intersecciones semaforizadas es la relación crítica v/c, X_c , general en toda la intersección, considerando el volumen de circulación v/c más alta.

Cada fase del semáforo analizada tendrá un grupo de carriles críticos, con esto se determina el tiempo de verde para esta fase en concreta.

La relación v/c crítico para las intersecciones es determinada en la siguiente ecuación:

$$X_c = \sum \left(\frac{v}{s} \right) c_i * \left(\frac{C}{C - L} \right) \quad \text{Ec. (3.7)}$$

Donde

X_c : Relación v/c crítica.

$\sum (v/s)_{ci}$: sumatoria de la relación (v/s) para todos los grupos de carriles críticos.

C: Duración del ciclo.

L: Total de tiempos perdidos por ciclo.

Esta ecuación es muy útil para evaluar globalmente la intersección, con respecto a su geometría y al ciclo.

Es posible que se tenga una relación v/c crítica inferior a 1 y no tener movimientos saturados dentro del ciclo del semáforo. Pero si es inferior a 1 entonces están acomodados dentro del ciclo y las fases establecidas.

3.6 Determinación de la demora

Existen varios tipos de demora, pero solo utilizaremos la demora media por detención que sirve como medida de eficacia para las intersecciones regulas por semáforos.

La demora posee movimiento en los accesos a baja velocidades, debido a los vehículos que se encuentran en cola o por la reducción de la velocidad de los autos que se encuentran al principio de la cola.

La demora media por parada de vehículo para un grupo de carriles viene dado por:

$$d = d_1 * (PF) + d_2 + d_3 \quad \text{Ec. (3.8)}$$

Donde

d= Demora en parada (seg/v)

d_1 = Demora uniforme.

d_2 = Demora incremental.

d_3 = Demora por inicio de cola.

FP= Factor de ajuste de la demora por la calidad de la progresión y por el tipo de regulación.

3.6.1 Factor de ajuste por la calidad de la coordinación (FP)

Se producirá una buena progresión cuando una alta proporción de vehículos lleguen en verde. Una mala progresión semafórica tendrá un bajo porcentaje de vehículos llegando en verde. La progresión afecta fundamentalmente a la demora uniforme y por este motivo se aplica la corrección a la misma.

El factor de progresión se puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$FP = \frac{(1 - P) * f_p}{1 - \left(\frac{g}{C}\right)} \quad \text{Ec. (3.9)}$$

Donde

P= proporción de vehículos que llegan durante la fase verde.

g/C = proporción de tiempo de verde disponible.

f_p = factor de ajuste suplementario para el caso en el que la columna llegue durante el tiempo de verde.

El valor P puede medirse en el campo o estimarse a través del tipo de llegada. Si se realizan tomas de datos en el campo, P se determinara como la proporción de vehículos del ciclo que llegan a la línea de parada o se unen a la cola mientras esta activada la fase verde.

Tabla 22: relación entre el tipo llegada y la relación de columna (R_c)

tipo de llegada	intervalo de la relación de columna (R_c)	valores sustitutivos por omisión (R_c)	Calidad de progresión
1	$\leq 0,5$	0,333	Muy mala
2	$>0,5$ y $\leq 0,85$	0,667	Desfavorable
3	$>0,85$ y $\leq 1,15$	1,000	Llegadas de forma aleatoria
4	$>1,15$ y $\leq 1,5$	1,333	Favorable
5	$>1,5$ y $\leq 2,00$	1,667	Altamente favorable
6	$>2,00$		Excepcional

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-11 pág. 16-2

Tabla 23: Factor de ajuste de progresión por demora uniforme

Relación de verde (g/C)	tipo de llegadas (AT)					
	AT-1	AT-2	AT-3	AT-4	AT-5	AT-6
0,2	1,167	1,007	1,000	1	0,833	0,75
0,3	1,266	1,063	1,000	0,986	0,714	0,571
0,4	1,445	1,136	1,000	0,895	0,555	0,333
0,5	1,667	1,240	1,000	0,767	0,333	0,000
0,6	2,001	1,395	1,000	0,576	0,000	0,000
0,7	2,556	1,653	1,000	0,256	0,000	0,000
f_c	1,00	0,93	1,00	1,15	1,00	1,00
R_p	0,333	0,667	1,000	1,333	1,667	2,000

Notas:

$$FP = \frac{(1 - P) * f_c}{(1 - \frac{g}{C})}$$

$$P = R_p * \frac{g}{C} \text{ (No puede exceder de 1.0)}$$

FP puede no exceder de 1.0 en los T LI-3 a T LI-6

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-12 pág. 16-20

3.6.2 Demora uniforme d_1

Este valor considera que todos los vehículos llegan uniformemente distribuidos. En caso de tener valores de X superiores a 1,0 no se utiliza en el cálculo de d_1 . Se determina mediante la siguiente expresión:

$$d_1 = \frac{0.5 * C * (1 - \frac{g}{C})^2}{1 - [\min(1, X) \frac{g}{C}]} \quad \text{Ec. (3.10)}$$

Donde

d_1 = demora uniforme en (seg/v)

C= Duración del ciclo

g= Tiempo efectivo de verde por grupo de carriles

x= Relación (v/c) para el grupo de carriles

3.6.3 Demora incremental d_2

Este valor tomo en consideración las llegadas aleatorias, que ocasionan que algunos ciclos se congestionen. Esta ecuación es válida para valores de X inferior a 1,0 pero puede utilizarse con precaución hasta valores de X hasta 1.2 como máximo.

Si en algún caso X sea $\geq 1,0$ se aplica la estimación de la demora para los vehículos que llegan en el periodo de 15 min durante el cual se produce el congestionamiento.

Cuando el valor de X excede a 1/FHP el volumen horario excede a la capacidad horaria y la ecuación d_2 no será válida. Si llega a pasar que x excede 1/FHP se producirá una demora indeterminada y se llegara a un nivel de servicio F.

La demora incremental se expresa en la siguiente formula:

$$d_2 = 900 * T * [(X - 1)^2 + \frac{8 * K * I * X}{cT}] \quad \text{Ec (3.11)}$$

Donde

T= Duración del periodo de análisis (h)

K= factor de la demora incremental (se usa normalmente k=0.5 o ver tabla)

L= factor de ajuste de medida (para intersección independientes se usa L=1)

c= Capacidad para el grupo de carriles

I= factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba.

Se recomienda los siguientes valores de k para grupos de carriles accionados y predeterminados.

Tabla 24: valores de k para justificar los tipos de controles

Unidad de extensión (s)	Grado de saturación (X)					
	<=0,50	0,6	0,7	0,8	0,9	>=1
<=2	0,04	0,13	0,22	0,32	0,41	0,50
2,5	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,50
3,0	0,11	0,19	0,27	0,34	0,42	0,50
3,5	0,13	0,20	0,28	0,35	0,43	0,50
4,0	0,15	0,22	0,29	0,36	0,43	0,50
4,5	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,50
5,0	0,23	0,28	0,34	0,39	0,45	0,50
Movimientos actuados o predeterminados	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 capítulo 16 exhibit 16-13 pág. 16-22

3.6.4 Factor de ajuste de las demora FD

Este factor toma en cuenta el impacto sobre el tiempo de control y de la progresión semafórica sobre la demora. Estos caso son exclusivos (es decir se analizan uno o el otro, pero no los dos).

La regulación de tipo actuada disminuyen para las relación v/c altas, entonces FD no se aplica para d_1 .

La siguiente tabla indica valores más apropiados para FD para todos los movimientos posibles de regulación.

3.6.5 Estimación de las demoras agregadas

La demora en cualquier acceso, se determina como un promedio ponderado de las demoras totales de todos los grupos de carriles del acceso, utilizando los flujos ajustados de los grupos de carriles. La estimación de las demoras se calcula con la siguiente formula:

$$d_A = \frac{\sum_{i=1}^A d_i * v_i}{\sum_{i=1}^A v_i} \quad \text{Ec (3.12)}$$

Donde

d_A : demora para el acceso A (s/veh)

d_i : demora por grupo de carriles en acceso A (s/veh)

v_i : volumen ajustado para el grupo de carriles (s/veh)

La demora en la intersección, igualmente se determina como un promedio ponderado de las demoras en todo los accesos de las intersecciones.

$$dI: \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A} \quad \text{Ec (3.13)}$$

Donde

d_i : demora media por vehículo de la intersección.

v_A : volumen ajustado del acceso.

3.6.6 Demora por cola inicial d_3

Cuando una cola residual existente antes del periodo del análisis T, los vehículos experimenta (los que llegan durante T) una demora adicional, debida a que la cola inicial deberá primero desalojar la intersección.

En los casos en que $X > 1,0$ para un periodo de 15 min, el siguiente periodo empieza con una cola inicial llamada Q_b se debe observar al inicio del rojo. Cuando Q_b diferente de 0, los vehículos que llegan durante el periodo de análisis experimentaran una demora adicional por la presencia de la cola inicial. La demora por cola inicial d_3 , se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$d_3 = \frac{1800 Q_b (1 + u) t}{c T} \quad \text{Ec}$$

(3.14)

Donde

Q_b = cola inicial al principio del periodo T (veh).

c = capacidad (veh/h).

T = duración del periodo de análisis (0.25h).

t = duración de la demanda insatisfecha (h).

u= parámetro de demora

Para estimar esta demora:

Caso1: el periodo es no saturado sin cola inicial, $Q_b=0$. Por tanto, $d_3=0$

Caso 2: el periodo es saturado sin cola inicial, $Q_b=0$. Por lo tanto, $d_3=0$

Caso 3: ocurre cuando la cola inicial Q_b se disipa durante T . para que esto ocurra deberá cumplirse que $Q_b+qT < cT$, siendo qT la demanda total en T y cT la capacidad disponible en T .

Caso 4: ocurre cuando existe aún demanda insatisfecha al final de T , pero decreciente. Para que esto ocurra deberá cumplirse que $qT < cT$.

Caso 5: ocurre cuando la demanda en T , excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa al final T . para que esto ocurra deberá cumplirse que $qT > cT$.

Para los casos 3, 4 y 5:

$t=0$ si $Q_b=0$, de otra manera:

$$t = \min \left\{ T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]} \right\} \quad \text{Ec (3.15)}$$

Donde

X = grupos de carriles grado de saturación. v/c

$$u = 0 \text{ si } t < T \text{ sino } u = 1 - \frac{cT}{(Q_b[1 - \min(1, X)])} \quad \text{Ec (3.16)}$$

3.7 Determinación del nivel de servicio

Como se ha descrito, el nivel de servicio de una intersección está directamente relacionado con la demora promedio por controles por vehículos. Una vez obtenida la demora para cada grupo de carriles, agregada para cada acceso y para la intersección como un todo, se determinara los niveles de servicio.

CAPITULO 4

4.0 Método de campo

4.1 Metodología de campo

Con el fin de establecer la hora pico en el centro-comercial de Guayaquil se procedió a grabar una intersección de las 5 escogidas para el estudio antes señalado por 12 horas consecutivas que van desde las 7h30 hasta las 19h30. Estas grabaciones se las realizo en días de laborables de trabajo de lunes a viernes.

Las grabaciones se las elaboro por dos ocasiones en cada intersección, la primera determinando la hora pico y comprobar su homogeneidad y la segunda grabación se disminuirá el ancho de los carriles a diferentes medidas para ver el impacto que sufre la capacidad debido a la disminución de la vía.

4.1.1 Grabaciones de las intersecciones sin disminución del carril

Una vez realizada la grabación se procederá a realizar las siguientes operaciones:

- Conteo de vehículos.
- hora pico determinada.
- Capacidad y nivel de servicio obtenidas.
- Comparación de resultados de capacidad en campo y teórico.

Con estos resultados y conociendo la hora pico se realizara las grabaciones en las demás intersecciones.

4.1.2 Grabaciones de las intersecciones con disminución de un metro de carril.

Conociendo la hora pico de las intersecciones se procede a bloquear un metro de la calle durante 2 horas, media hora antes y media hora después de la hora pico.

Con las grabaciones se procederá a realizar los siguientes pasos:

- Conteo de vehículos.
- Hora pico determinada.
- Capacidad y nivel de servicio obtenidas.
- Establecer en cuanto se ve afectada la capacidad debido a la reducción del carril.

CAPITULO 5

5.0 Cálculos

5.1 Cálculos sin disminución de carril

A continuación efectuaremos los cálculos correspondientes con los datos adquiridos en campo. Estos se realizarán en las hojas de cálculos del HCM 2000 donde obtendremos los resultados necesarios para la conclusión del tema.

Las hojas de cálculo a utilizar son:

- INPUT WORKSHEET
- VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET
- SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS
- CAPACITY AND LOS WORKSHEET

Figura 1: Input Worksheet

INPUT WORKSHEET												
General Information						Site information						
Analyst _____ Agency or Company _____ Date performed _____ Analyst time period _____						Intersection _____ Area type <input type="checkbox"/> CBD <input type="checkbox"/> Other _____ Jurisdiction _____ Analysis year _____						
Intersection geometry												
Volume and timing input												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)												
% heavy vehicles % HV												
Peak-hour factor, PHF												
Pretimed (P) or actuated (A)												
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT												
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)												
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)												
Parking (Y or N)												
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)												
Bus Stopping N_b (buses/h)												
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)												
Signal Phasing Plan												
DIAGRAM	$\emptyset 1$	$\emptyset 2$	$\emptyset 3$	$\emptyset 4$	$\emptyset 5$	$\emptyset 6$	$\emptyset 7$	$\emptyset 8$				
Timing	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=				
Protected turns			Permitted turns Pedestrian				Cycle length, C =					
Notes												
1. RT volumes, as shown, exclude RTOR. 2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach. 3. Refer to Equation 16-2.												

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 exhibit 16-20 pag. 16-29

Figura 2: Volume Adjustment and Saturation Flow Rate Worksheet

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General information												
Project Description _____												
Volume adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT									
Volume V (veh/h)												
Peak-hour factor, PHF												
Adjusted flow rate, $v_p = V/PHF$ (veh/h)												
Lane group												
Adjusted flow rate in lane group, v (veh/h)												
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})		-			-			-			-	
Saturation Flow Rate												
Base saturation flow, S_o (pc/h/ln)												
Number of lanes, N												
Lane width adjustment factor, f_w												
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}												
Grade adjustment factor, f_g												
Parking adjustment factor, f_p												
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}												
Area type adjustment factor, f_a												
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}												
Left-turn adjustment factor, f_{LT}												
Right-turn adjustment factor, f_{RT}												
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{Lpb}												
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{Rpb}												
Adjusted saturation flow, s (veh/h)												
$s = S_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$												
Notes												
1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.												

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 exhibit 16-21 pag. 16-31

Figura 3: Supplemental Worksheet for Pedestrian-Bicycle Effects on Permitted Left Turn and Right Turns

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS				
General information				
Project Description _____				
Permitted Left Turns				
	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($V_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)				
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)				
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$				
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$				
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)				
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$				
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}				
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$				
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}				
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$				
Permitted Right Turns				
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)				
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($V_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)				
Effective green, ¹ g (s)				
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$				
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$				
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$				
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}				
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$				
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}				
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}				
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$				
Notes				

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 exhibit D16-4 pag. 16-139

Figura 4: Capacity and LOS Worksheet

CAPACITY AND LOS WORKSHEET												
General information												
Project Description _____												
Capacity analysis												
Phase number												
Phase type												
Lane group												
Adjusted flow rate, v (veh/h)												
Saturation flow rate, s(veh/h)												
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e												
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L												
Green ratio, g/C												
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)												
V/c ratio X												
Flow ratio, v/s												
Critical lane group/phase (v)												
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)												
Total lost time per cycle L(s)												
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)												
Lane group capacity, control delay, and LOS determination												
		EB			WB			NB			SB	
Lane group												
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)												
Lane group capacity, ² c(veh/h)												
v/c ratio, ² X= v/c												
Total green ratio, ² g/C												
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)												
Incremental delay calibration, ³ k												
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = $900T[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)												
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)												
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)												
Progression adjustment factor, PF												
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)												
LOS by lane group												
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)												
LOS by approach												
Approach flow rate V _A (veh/h)												
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)												
								Intersection LOS				
Notes												
1. For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P _L)(3600/C). 2. Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters. 3. For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13. 4. T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min. I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.												

Fuente: TRB. Highway Capacity Manual 2000 exhibit 16-22 pag. 16-32

En la siguiente tabla se darán a conocer los datos de entradas de las vías con los cuales se realizara los cálculos correspondientes.

Tabla 25: datos de entradas de las intersecciones sin bloqueo

CICLO DEL SEMÁFORO Y DISTANCIAS					
INTERSECCIONES	DISTANCIAS(m)	ROJO (seg)	VERDE (seg)	AMARILLA (seg)	CICLO (seg)
CHIMBORAZO	9,7	56	46	3	105
AGUIRRE	6,67	49	53	3	105
CHIMBORAZO	9,8	58	44	3	105
LUQUE	6,3	47	55	3	105
CHIMBORAZO	9,7	56	46	3	105
9 DE OCTUBRE	7,9	49	53	3	105
CHILE	6,67	57	45	3	105
AGUIRRE	6,1	48	54	3	105
TUNGURAHUA		49	38	3	90
9 DE OCTUBRE	6,1	56	31	3	90

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

5.1.1 Intersección Av. Chimborazo y Av. Aguirre Abad

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 4%
Sentido norte HV = 4%
Av. Chimborazo PHF= 0.96
Av. Aguirre PHF = 0.93
Dos señales de fase
Sentido este = 46 seg
Sentido norte = 53 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 279 p/h SE
Volumen de peatón= 231 p/h SN
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SN
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida Aguirre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

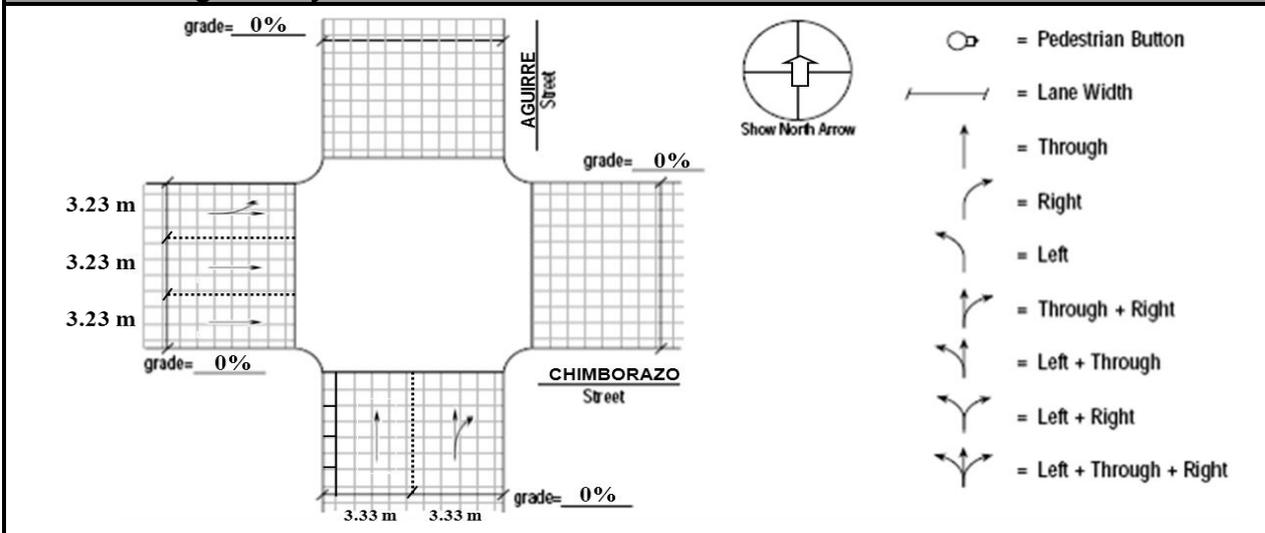
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 05/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Chimborazo y Aguirre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)	386	1501						547	332			
% heavy vehicles % HV	4	4						4	4			
Peak-hour factor, PHF		0.96						0.93				
Pretimed (P) or actuated (A)		P						P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3						3				
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		279						231				
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0						0				
Parking (Y or N)		N						Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0						14				
Bus Stopping N_b (buses/h)		0						0				
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0						0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 46 Y= 3	G= 53 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
Protected turns	Permitted turns					Pedestrian		
						Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)	385	1500						547	332			
Peak-hour factor, PHF		0.96						0.93				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)	402	1563						588	357			
Lane group												
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)		1965						945				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})	0.205	-						-	0.378			

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900						1900				
Number of lanes, N		3						2				
Lane width adjustment factor, f_w		0.959						0.971				
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.962						0.962				
Grade adjustment factor, f_g		1						1				
Parking adjustment factor, f_p		1						0.915				
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1						1				
Area type adjustment factor, f_a		0.9						0.9				
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908						0.952				
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		0.99						1				
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		1						0.943				
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{Lpb}		0.961						1				
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{Rpb}		1						0.937				
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$		4088						2459				

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
				
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	46			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	279			
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$	637			
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)	0.319			
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_g (s)	0			
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_g/g_p if $g_g \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$	0			
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_g/g_p)]$	0.139			
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)	0			
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$	0.319			
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$	0.809			
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}	0.205			
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}	0			
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$	0.961			

Permitted Right Turns

	EB	WB	NB	SB
				
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)			53	
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)			231	
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)			0	
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$			527	
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)			0.264	
Effective green, ¹ g (s)			53	
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$			0	
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$			0.02	
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$			0.279	
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}			2	
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}			1	
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$			0.833	
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}			0.378	
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}			0	
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$			0.937	

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Capacity analysis

Phase number	2	2											
Phase type	P	P											
Lane group													
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1965	945											
Saturation flow rate, s(veh/h)	4088	2459											
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e	4	4											
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	46	53											
Green ratio, g/C	0.44	0.5											
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1791	1241											
V/c ratio X	1.097	0.76											
Flow ratio, v/s	0.48	0.38											
Critical lane group/phase (v)	√	√											
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.865												
Total lost time per cycle L(s)	6												
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c C)/(C-L)	0.917												

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1965		945	
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1791		1241	
v/c ratio, ² X= v/c	1.097		0.761	
Total green ratio, ² g/C	0.44		0.5	
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	29.5		20.9	
Incremental delay calibration, ³ k	0.5		0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = $900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{90kX}{cT}}]$ (s/veh)	53.0		4.44	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0		0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1		1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	82.5		25.4	
LOS by lane group	F		C	
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	82.5		25.4	
LOS by approach	F		C	
Approach flow rate V _A (veh/h)	1965		945	
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	64	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.1.2 Intersección Av. Chimborazo y Av. Luque

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 3%
Sentido sur HV = 2%
Av. Chimborazo PHF= 0.96
Av. Luque PHF = 0.95
Dos señales de fase
Sentido este = 44 seg
Sentido sur = 55 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 251 p/h SE
Volumen de peatón = 195 p/h SS
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SS
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida Luque de dos carriles

INPUT WORKSHEET

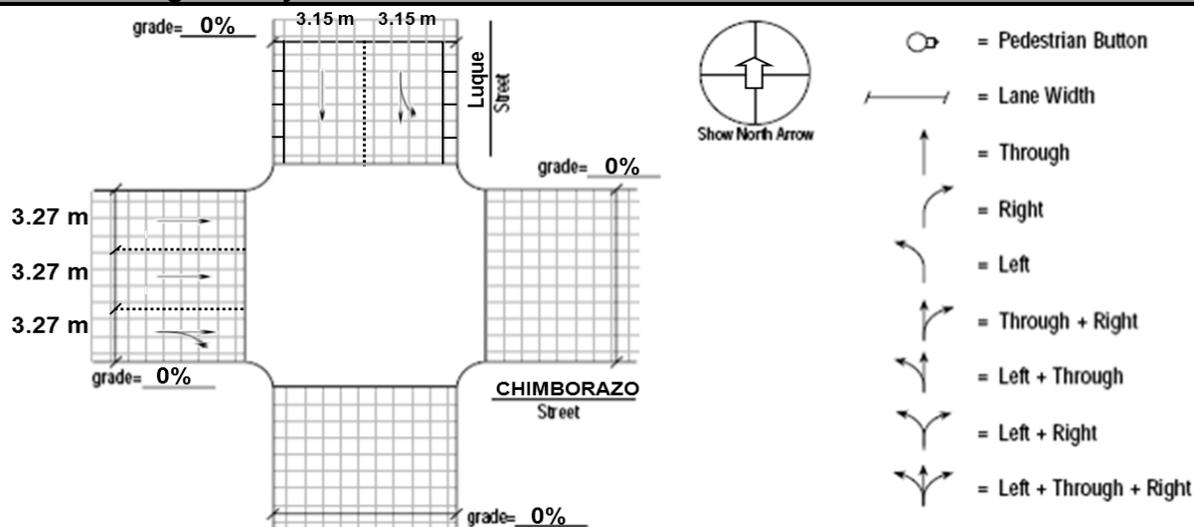
General Information

Site information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 06/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Intersection Av. Chimborazo y Luque
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1488	318							158	739	
% heavy vehicles % HV		3	3							2	2	
Peak-hour factor, PHF		0.96									0.95	
Pretimed (P) or actuated (A)		P									P	
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3									3	
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		251									195	
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0									0	
Parking (Y or N)		N									Y	
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0									7	
Bus Stopping N_b (buses/h)		0									0	
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0									0	

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 44 Y= 3	G= 55 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1488	318							158	739	
Peak-hour factor, PHF		0.96									0.95	
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)		1550	331							166	778	
Lane group		← ← ←									← ←	
Adjusted flow rate in lane group, v (veh/h)		1881									944	
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})		-	0.176							0.176	-	

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900									1900	
Number of lanes, N		3									2	
Lane width adjustment factor, f_w		0.963									0.95	
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.971									0.982	
Grade adjustment factor, f_g		1									1	
Parking adjustment factor, f_p		1									0.95	
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1									1	
Area type adjustment factor, f_a		0.9									0.9	
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908									0.952	
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		1									0.991	
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		0.974									1	
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}		1									0.98	
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}		0.967									1	
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$		4101									2803	

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				55
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				195
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				372
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)				0.186
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)				0
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$				0
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$				0.186
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)				0
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)v_o}]$				0.186
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}				2
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				1
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$				0.888
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				0.176
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}				0
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$				0.980

Permitted Right Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	44			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	251			
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)	0			
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$	599			
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)	0.3			
Effective green, ₁ g (s)	44			
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$	0			
$OCC_{bicg}=0.02+v_{bicg}/2700$	0.02			
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$	0.314			
Number of cross-stret receiving lanes, ₁ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ₁ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$	0.812			
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}	0.176			
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}	0			
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$	0.967			

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Capacity analysis

Phase number	2		2							
Phase type	P		P							
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1881		944							
Saturation flow rate, s(veh/h)	4101		2803							
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e	4		4							
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	44		55							
Green ratio, g/C	0.42		0.52							
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1718		1468							
V/c ratio X	1.095		0.643							
Flow ratio, v/s	0.46		0.34							
Critical lane group/phase (v)	√		√							
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.796									
Total lost time per cycle L(s)	6									
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)	0.844									

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1881			944
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1718			1468
v/c ratio, ² X= v/c	1.095			0.643
Total green ratio, ² g/C	0.42			0.52
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	30.5			18
Incremental delay calibration, ³ k	0.5			0.5
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = 900T [(X - 1) + √((X - 1) ² + $\frac{9kIX}{cT}$)] (s/veh)	52.6			2.18
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0			0
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1			1
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	83.1			20.1
LOS by lane group	F			C
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	83.1			20.1
LOS by approach	F			C
Approach flow rate V _A (veh/h)	1881			944
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)	62	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.1.3 Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15. el conteo se muestra en la siguiente tabla.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 3%
Sentido sur HV = 2%
Av. Chimborazo PHF = 0.93
Av. 9 de octubre PHF = 0.96
Dos señales de fase
Sentido este = 46 seg
Sentido sur = 53 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 395 p/h SE
Volumen de peatón = 253 p/h SS
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SS
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida 9 de octubre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

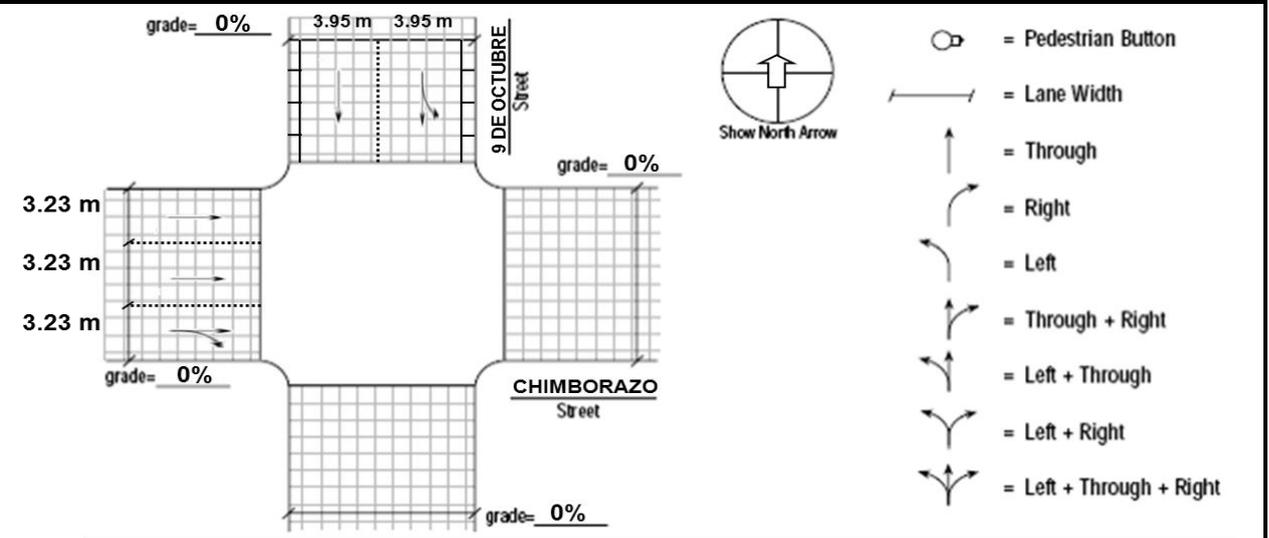
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 07/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Chimborazo y 9 de octubre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1506	311							240	987	
% heavy vehicles % HV		3	3							2	2	
Peak-hour factor, PHF		0.93									0.9	
Pretimed (P) or actuated (A)		P									P	
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3									3	
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		395									253	
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0									0	
Parking (Y or N)		N									Y	
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0									11	
Bus Stopping N_b (buses/h)		0									0	
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0									0	

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 46 Y= 3	G= 53 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns					Permitted turns		
			Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

- RT volumes, as shown, exclude RTOR.
- Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
- Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1506	311							240	987	
Peak-hour factor, PHF		0.93									0.96	
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)		1619	334							250	1028	
Lane group		↑↑ ↑									↓↓ ↓	
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)		1954									1278	
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})		-	0.171							0.196	-	

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900									1900	
Number of lanes, N		3									2	
Lane width adjustment factor, f_w		0.959									1.039	
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.971									0.980	
Grade adjustment factor, f_g		1									1	
Parking adjustment factor, f_p		1									0.923	
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1									1	
Area type adjustment factor, f_a		0.9									0.9	
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908									0.952	
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		1									0.990	
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		0.974									1	
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{Lpb}		1									0.97	
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{Rpb}		0.953									1	
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$		4028									2939	

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				53
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				253
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				501
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)				0.251
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)				0
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$				0
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$				0.251
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)				0
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$				0.251
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}				2
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				1
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$				0.849
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				0.196
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}				0
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$				0.970

Permitted Right Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	46			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	395			
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)	0			
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$	902			
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)	0.451			
Effective green, ¹ g (s)	46			
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$	0			
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$	0.02			
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg} * OCC_{bicg}$	0.462			
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$	0.723			
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}	0.170			
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}	0			
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$	0.953			

Notes

.

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Capacity analysis

Phase number	2		2							
Phase type	P		P							
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1954		1278							
Saturation flow rate, s(veh/h)	4028		2939							
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e	4		4							
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	46		53							
Green ratio, g/C	0.44		0.5							
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1764		1484							
V/c ratio X	1.107		0.861							
Flow ratio, v/s	0.49		0.44							
Critical lane group/phase (v)	√		√							
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.920									
Total lost time per cycle L(s)	6									
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)	0.976									

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1954			1278
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1764			1484
v/c ratio, ² X= v/c	1.107			0.861
Total green ratio, ² g/C	0.44			0.50
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	29.5			22.8
Incremental delay calibration, ³ k	0.5			0.5
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = $900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)	57.1			6.78
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0			0
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1			1
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	86.6			29.6
LOS by lane group	F			C
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	86.6			29.6
LOS by approach	F			C
Approach flow rate V _A (veh/h)	1954			1278
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)	64.1	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.1.4 Intersección Av. Chile y Av. Aguirre

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido oeste HV = 3%
Sentido norte HV = 3%
Av. Chile PHF= 0.95
Av. Aguirre PHF = 0.94
Dos señales de fase
Sentido este = 45 seg
Sentido norte = 54 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 283 p/h SE
Volumen de peatón = 263 p/h SS
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SE
Parqueo en el SN
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida 9 de octubre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

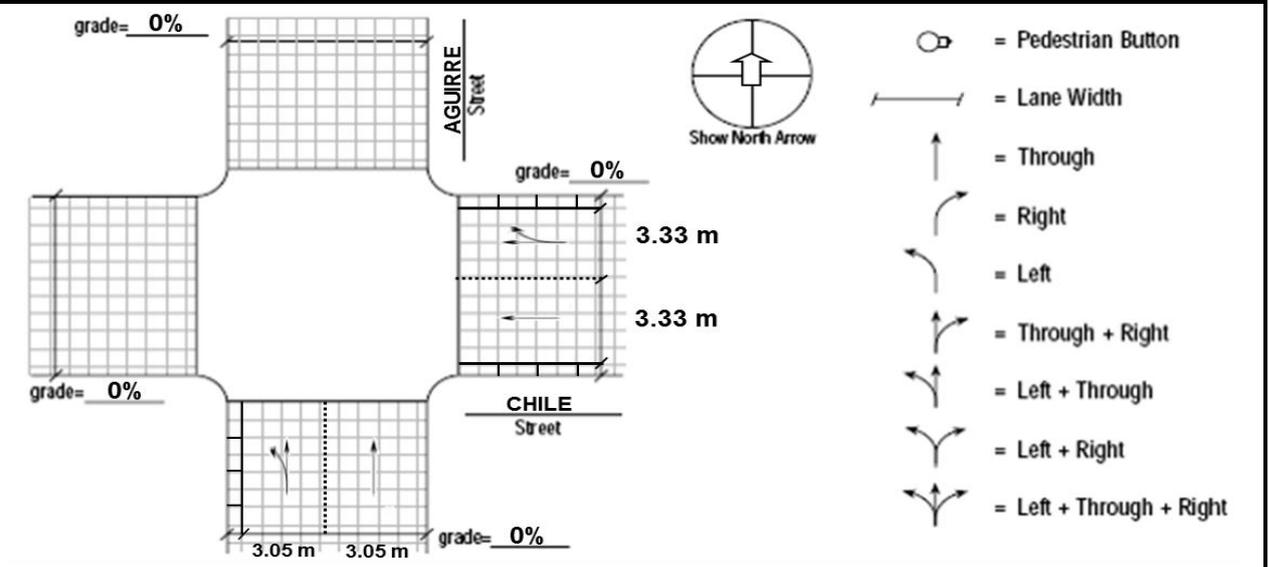
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 08/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Chile y Aguirre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)					793	318	521	673				
% heavy vehicles % HV					3	3	3	3				
Peak-hour factor, PHF					0.95			0.94				
Pretimed (P) or actuated (A)					P			P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT					3			3				
Approach pedestrian volumen, V_{ped} (p/h)					283			263				
Approach bicycle volumen, V_{bic} (bicycles/h)					0			0				
Parking (Y or N)					Y			Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)					15			21				
Bus Stopping N_b (buses/h)					0			0				
Min. Timing for pedestrians, G_p (s)					0			0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8	
Timing	G= 45 Y= 3	G= 54 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	
	Protected turns			Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)					793	318	521	673				
Peak-hour factor, PHF					0.95			0.94				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)					835	335	554	716				
Lane group												
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)					1169			1270				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})					-	0.286	0.44	-				

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)					1900			1900				
Number of lanes, N					2			2				
Lane width adjustment factor, f_w					0.971			0.939				
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}					0.971			0.971				
Grade adjustment factor, f_g					1			1				
Parking adjustment factor, f_p					0.913			0.9				
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}					1			1				
Area type adjustment factor, f_a					0.9			0.9				
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}					0.952			0.952				
Left-turn adjustment factor, f_{LT}					1			0.979				
Right-turn adjustment factor, f_{RT}					0.957			1				
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}					1			0.933				
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}					0.92			1				
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$					2468			2434				

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)			54	
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)			263	
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$			511	
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)			0.256	
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)			0	
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$			0	
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$			0.256	
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)			0	
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$			0.256	
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}			2	
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}			1	
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$			0.846	
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}			0.436	
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}			0	
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$			0.993	

Permitted Right Turns

Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)		45		
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)		283		
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)		0		
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$		660		
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)		0.33		
Effective green, ¹ g (s)		45		
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$		0		
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$		0.02		
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$		0.343		
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}		2		
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}		1		
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$		0.794		
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}		0.286		
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}		0		
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$		0.920		

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Capacity analysis

Phase number		2	2							
Phase type		P	P							
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)		1169	1270							
Saturation flow rate, s(veh/h)		2468	2434							
Lost time, t _l (s), t _L = l ₁ +Y-e		4	4							
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L		45	54							
Green ratio, g/C		0.43	0.51							
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)		1058	1252							
V/c ratio X		1.106	1.015							
Flow ratio, v/s		0.47	0.52							
Critical lane group/phase (v)		√	√							
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)		0.996								
Total lost time per cycle L(s)		6								
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)		1.056								

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)		1169	1270	
Lane group capacity, ² c(veh/h)		1058	1252	
v/c ratio, ² X= v/c		1.106	1.015	
Total green ratio, ² g/C		0.43	0.51	
Uniform delay, $d_1 = \frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)		30	25.5	
Incremental delay calibration, ³ k		0.5	0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ $d_2 = 900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)		61.4	29.1	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)		0	0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF		1	1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)		91.4	54.6	
LOS by lane group		F	D	
Delay by approach, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)		91.4	54.6	
LOS by approach		F	D	
Approach flow rate V _A (veh/h)		1169	1270	
Intersection delay, $d_T = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)	72.2	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.1.5 Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15. el conteo se muestra en la siguiente tabla.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido norte HV = 4%
Av. 9 de octubre PHF= 0.98
Dos señales de fase
Sentido norte = 31 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 90 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SN
Avenida 9 de octubre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

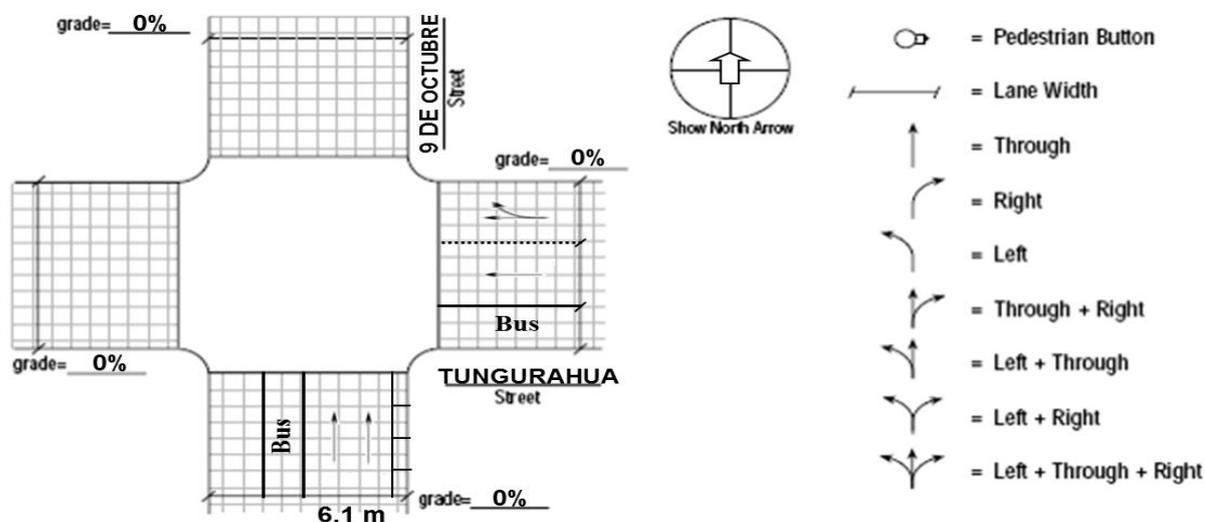
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 09/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Tungurahua y 9 de octubre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)								1105				
% heavy vehicles % HV								4				
Peak-hour factor, PHF								0.98				
Pretimed (P) or actuated (A)								P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT								3				
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)								0				
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)								0				
Parking (Y or N)								Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)								9				
Bus Stopping N_b (buses/h)								0				
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)								0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= Y=	G= 31 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 90 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Tungurahua y 9 de octubre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)								1105				
Peak-hour factor, PHF								0.98				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)								1128				
Lane group								↑↑				
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)								1128				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})								-				

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)								1900				
Number of lanes, N								2				
Lane width adjustment factor, f_w								0.939				
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}								0.962				
Grade adjustment factor, f_g								1				
Parking adjustment factor, f_p								0.928				
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}								1				
Area type adjustment factor, f_a								1				
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}								0.952				
Left-turn adjustment factor, f_{LT}								1				
Right-turn adjustment factor, f_{RT}								1				
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{Lpb}								1				
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{Rpb}								1				
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$								3033				

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Tungurahua y 9 de octubre

Capacity analysis

Phase number		2								
Phase type		P								
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)		1128								
Saturation flow rate, s(veh/h)		3033								
Lost time, t _l (s), t _L = l ₁ +Y-e										
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L		31								
Green ratio, g/C		0.34								
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)		1045								
V/c ratio X		1.079								
Flow ratio, v/s		0.37								
Critical lane group/phase (v)		√								
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)		0.37								
Total lost time per cycle L(s)		21								
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)		0.485								

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)			1128	
Lane group capacity, ² c(veh/h)			1045	
v/c ratio, ² X= v/c			1.079	
Total green ratio, ² g/C			0.34	
Uniform delay, $d_1 = \frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)			29.5	
Incremental delay calibration, ³ k			0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ $d_2 = 900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)			51.9	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)			0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF			1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)			81.4	
LOS by lane group			F	
Delay by approach, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)			81.4	
LOS by approach			F	
Approach flow rate V _A (veh/h)			1128	
Intersection delay, $d_I = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	81.4		Intersection LOS	F

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.1.6 Interpretación de resultados

El análisis muestra que las calles de 3 carriles el flujo de vehículos livianos es similar por la proximidad entre ellas y en los de 2 carriles hay variaciones debido a los diferentes anchos de sus carriles y lugar de ubicación factor por ajuste de área (fa).

No existe parqueos en las calles de 3 carriles lo que facilita el cálculo y elimina una variable en el análisis pero en las calles de dos carriles si existe lo que hace que las demoras aumenten.

En la intersección Tungurahua y 9 de octubre el factor de área (fa) es 1 muy diferente al resto por encontrarse fuera del área comercial de Guayaquil.

El número de peatones conflictivos es muy alto debido a la fecha próxima de la navidad donde las personas tienden a salir para realizar sus compras. Estos peatones dificultan el flujo vehicular en las maniobras de giros lo cual podría causar una demora prolongada y posibles accidentes.

La capacidad en las vías de 3 carriles es muy parecida entre si lo cual nos hace ver que la variación entre ellas es de 1.51 a 4.08%. Para las vías de dos carriles la capacidad apenas varía en 1.23% aun cuando se encuentran en diferentes áreas comerciales.

El nivel de servicio en todas la intersecciones supera los 80 segundos por tanto todas poseen un LOS de F que era requerido para los estudios pertinentes. Al obtener el nivel F sugiere que la vía estuvo en un nivel crítico con demoras que van desde los 82.5 hasta los 87 segundos en vías de 3 carriles y de 81.4 y 91.4 segundos en vías de dos carriles. El nivel de servicio supero el valor de 1 en todas las intercesiones.

En las siguientes tablas se pondrá los valores más importantes de cada intersección.

Tabla 26: comparación de resultados de las calles de tres carriles

Intersección	Calle	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Ancho de la vía (m)	Número de vehículos	Vehículos por carril (veh/carril)	Saturación (veh/h)	Capacidad de los vehículos (veh/h)	Nivel de servicio (seg)
Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	105	46	9.69	1887	629	4088	1791	82.5(F)
Chimborazo y Luque	Chimborazo	105	44	9.81	1806	602	4101	1718	83.1(F)
Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	105	46	9.69	1817	606	4028	1764	86.6(F)

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Tabla 27: comparación de resultados de las calles de dos carriles

intersección	Calle	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Ancho de la vía (m)	Número de vehículos	Vehículos por carril (veh/carril)	Saturación (veh/h)	Capacidad de los vehículos (veh/h)	Nivel de servicio (seg)
Chile y Aguirre	Chile	105	45	6.66	1111	556	2468	1058	91.4(F)
Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	90	31	6.1	1105	553	3033	1045	81.4(F)

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

5.2 Cálculos con disminución del carril

A continuación efectuaremos los cálculos correspondientes con los datos adquiridos en campo. Estos se realizarán en las hojas de cálculos del HCM 2000 donde obtendremos los resultados necesarios para la conclusión del tema.

Las hojas de cálculo a utilizar son:

- INPUT WORKSHEET
- VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET
- SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS
- CAPACITY AND LOS WORKSHEET

En la siguiente tabla se darán a conocer los datos de entradas de las vías con los cuales se realizara los cálculos correspondientes.

Tabla 28: datos de entradas de las intersecciones con un metro de bloqueo

CICLO DEL SEMÁFORO Y DISTANCIAS					
INTERSECCIONES	DISTANCIAS(m)	ROJO (seg)	VERDE (seg)	AMARILLA (seg)	CICLO (s)
CHIMBORAZO	8,5	56	46	3	105
AGUIRRE	6,67	49	53	3	105
CHIMBORAZO	8,6	58	44	3	105
LUQUE	6,3	47	55	3	105
CHIMBORAZO	8,5	56	46	3	105
9 DE OCTUBRE	7,9	49	53	3	105
CHILE	5,47	57	45	3	105
AGUIRRE	6,1	48	54	3	105
TUNGURAHUA		49	38	3	90
9 DE OCTUBRE	5.5	56	31	3	90

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

5.2.1 Intersección Av. Chimborazo y Av. Aguirre Abad

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 1%
Sentido norte HV = 3%
Av. Chimborazo PHF= 0.94
Av. Aguirre PHF = 0.90
Dos señales de fase
Sentido este = 46 seg
Sentido norte = 53 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 315 p/h SE
Volumen de peatón= 263 p/h SN
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula
Disminución de 1.2 metro de carril en la Av. Chimborazo
Av. Chimborazo=9.7-1.2= 8.5 m

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SN
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida Aguirre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

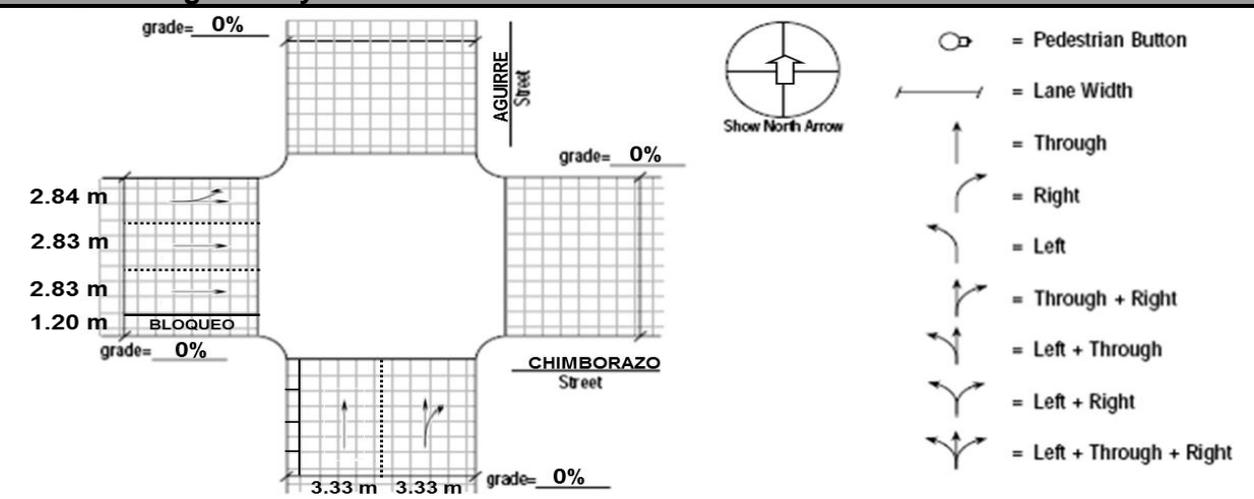
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 12/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Chimborazo y Aguirre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)	352	1436						562	341			
% heavy vehicles % HV	1	1						3	3			
Peak-hour factor, PHF		0.94						0.90				
Pretimed (P) or actuated (A)		P						P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3						3				
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		315						263				
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0						0				
Parking (Y or N)		N						Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0						11				
Bus Stopping N_b (buses/h)		0						0				
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0						0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 46 Y= 3	G= 53 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)	352	1436						562	341			
Peak-hour factor, PHF		0.94						0.90				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)	374	1528						624	379			
Lane group												
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)		1902						1003				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})	0.197	-						-	0.378			

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900							1900			
Number of lanes, N		3							2			
Lane width adjustment factor, f_w		0.915							0.971			
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.987							0.971			
Grade adjustment factor, f_g		1							1			
Parking adjustment factor, f_p		1							0.923			
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1							1			
Area type adjustment factor, f_a		0.9							0.9			
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908							0.952			
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		0.99							1			
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		1							0.943			
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}		0.957							1			
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}		1							0.929			
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$		3987							2483			

Notes

1. P_{LT} = 1.000 for exclusive left-turn lanes, and P_{RT} = 1.000 for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	46			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	315			
$v_{pedg}=v_{ped}(C/g_p)$	719			
$OCC_{pedg}=v_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)	0.360			
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)	0			
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$	0			
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$	0.360			
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)	0			
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-5/3600}v_o]$	0.360			
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$	0.784			
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}	0.197			
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}	0			
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$	0.957			

Permitted Right Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)			53	
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)			263	
Conflicting bicycle volume, ^{1,1'} v_{bic} (bicycles/h)			0	
$v_{pedg}=v_{ped}(C/g_p)$			600	
$OCC_{pedg}=v_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)			0.3	
Effective green, ¹ g (s)			53	
$v_{bicg}=v_{bic}(C/g)$			0	
$OCC_{bicg}=0.02+v_{bicg}/2700$			0.02	
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$			0.314	
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}			2	
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}			1	
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$			0.812	
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}			0.378	
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}			0	
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$			0.929	

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Aguirre

Capacity analysis

Phase number	2	2									
Phase type	P	P									
Lane group											
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1902	1003									
Saturation flow rate, s(veh/h)	3987	2483									
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e	4	4									
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	46	53									
Green ratio, g/C	0.44	0.5									
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1746	1253									
V/c ratio X	1.089	0.801									
Flow ratio, v/s	0.48	0.40									
Critical lane group/phase (v)	√	√									
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.881										
Total lost time per cycle L(s)	6										
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c C)/(C-L)	0.934										

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1902		1003	
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1746		1253	
v/c ratio, ² X= v/c	1.089		0.801	
Total green ratio, ² g/C	0.44		0.5	
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	29.5		21.6	
Incremental delay calibration, ³ k	0.5		0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = $900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{90kIX}{cT}}]$ (s/veh)	50.1		5.44	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0		0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1		1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	80		27	
LOS by lane group	F		C	
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	80		27	
LOS by approach	F		C	
Approach flow rate V _A (veh/h)	1918		1003	
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	61.5	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.2.2 Intersección Av. Chimborazo y Av. Luque

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 2%
Sentido sur HV = 1%
Av. Chimborazo PHF= 0.93
Av. Luque PHF = 0.91
Dos señales de fase
Sentido este = 44 seg
Sentido sur = 55 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 272 p/h SE
Volumen de peatón = 225 p/h SS
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula
Disminución de 1.2 metro de carril en la Av. Chimborazo
Av. Chimborazo = $9.80 - 1.2 = 8.60$ m

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SS
Avenida Chimborazo es de tres carriles
Avenida Luque de dos carriles

INPUT WORKSHEET

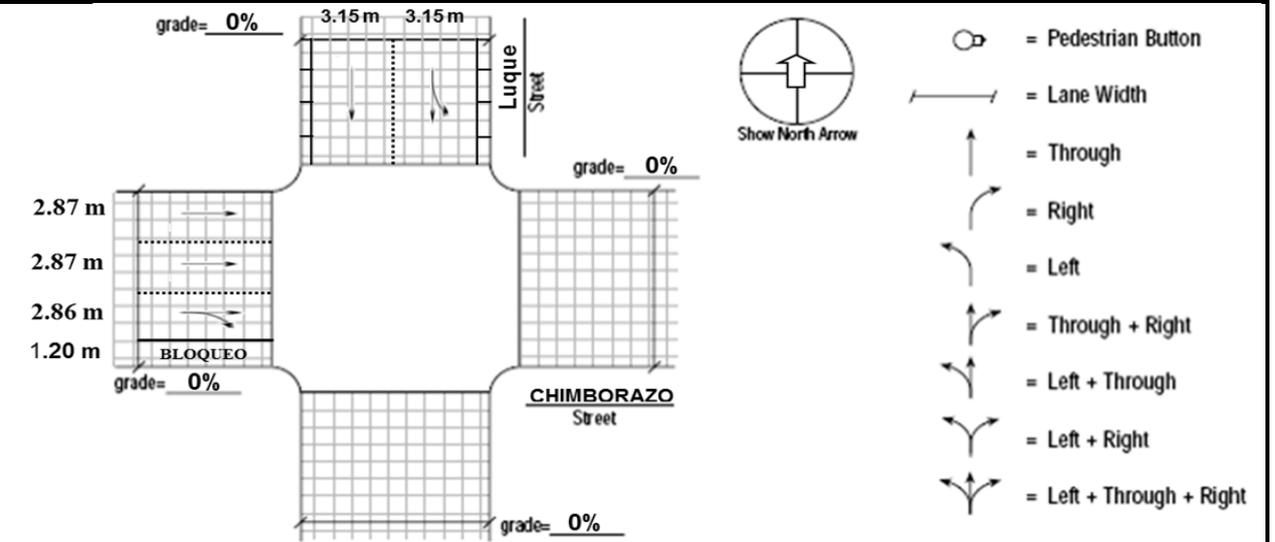
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 13/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Chimborazo y Luque
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1415	279							198	753	
% heavy vehicles % HV		2	2							1	1	
Peak-hour factor, PHF		0.93									0.91	
Pretimed (P) or actuated (A)		P									P	
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3									3	
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		272									225	
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0									0	
Parking (Y or N)		N									Y	
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0									15	
Bus Stopping N_b (buses/h)		0									0	
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0									0	

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 44 Y= 3	G= 55 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1415	279							198	753	
Peak-hour factor, PHF		0.93									0.91	
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)		1522	300							218	827	
Lane group		← ← ←									← ←	
Adjusted flow rate in lane group, v (veh/h)		1822									1045	
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})		-	0.165							0.208	-	

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900									1900	
Number of lanes, N		3									2	
Lane width adjustment factor, f_w		0.926									0.95	
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.980									1	
Grade adjustment factor, f_g		1									1	
Parking adjustment factor, f_p		1									0.913	
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1									1	
Area type adjustment factor, f_a		0.9									0.9	
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908									0.952	
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		1									0.99	
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		0.975									1	
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}		1									0.973	
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}		0.967									1	
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$		3986									2736	

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				55
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				225
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				430
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)				0.215
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)				0
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$				0
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$				0.215
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)				0
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$				0.215
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}				2
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				1
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$				0.871
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				0.208
Proportion of left turns using protected phase, ⁵ P_{LTA}				0
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$				0.973

Permitted Right Turns

Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	44			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	272			
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)	0			
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$	649			
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)	0.325			
Effective green, ₁ g (s)	44			
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$	0			
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$	0.02			
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$	0.339			
Number of cross-street receiving lanes, ₁ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ₁ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$	0.797			
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}	0.165			
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}	0			
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$	0.967			

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y Luque

Capacity analysis

Phase number	2		2							
Phase type	P		P							
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1822		1045							
Saturation flow rate, s(veh/h)	3986		2736							
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e	4		4							
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	44		55							
Green ratio, g/C	0.42		0.52							
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1670		1433							
V/c ratio X	1.091		0.729							
Flow ratio, v/s	0.45		0.38							
Critical lane group/phase (v)	√		√							
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.839									
Total lost time per cycle L(s)	6									
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)	0.890									

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1822			1045
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1670			1433
v/c ratio, ² X= v/c	1.091			0.729
Total green ratio, ² g/C	0.42			0.52
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	30.5			19.3
Incremental delay calibration, ³ k	0.5			0.5
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = $900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)	50.9			3.3
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0			0
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1			1
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	81.4			22.6
LOS by lane group	F			C
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	81.4			22.6
LOS by approach	F			C
Approach flow rate V _A (veh/h)	1822			1045
Intersection delay, d _T = $\frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	60	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.2.3 Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15. el conteo se muestra en la siguiente tabla.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido este HV = 2%

Sentido sur HV = 2%

Av. Chimborazo PHF= 0.92

Av. 9 de octubre PHF = 0.94

Dos señales de fase

Sentido este = 46 seg

Sentido sur = 53 seg

Amarilla = 3 seg

Ciclo total = 105 seg

Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln

Se asume un $E_T = 2.0$

Volumen de peatón = 456 p/h SE

Volumen de peatón = 274 p/h SS

Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h

Presencia de buses nula

Disminución de 1.2 metro de carril en la Av. Chimborazo

Av. Chimborazo = $9.7 - 1.2 = 8.5$ m

Características de la intersección

Terreno plano

Parqueo en el SS

Avenida Chimborazo es de tres carriles

Avenida 9 de octubre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

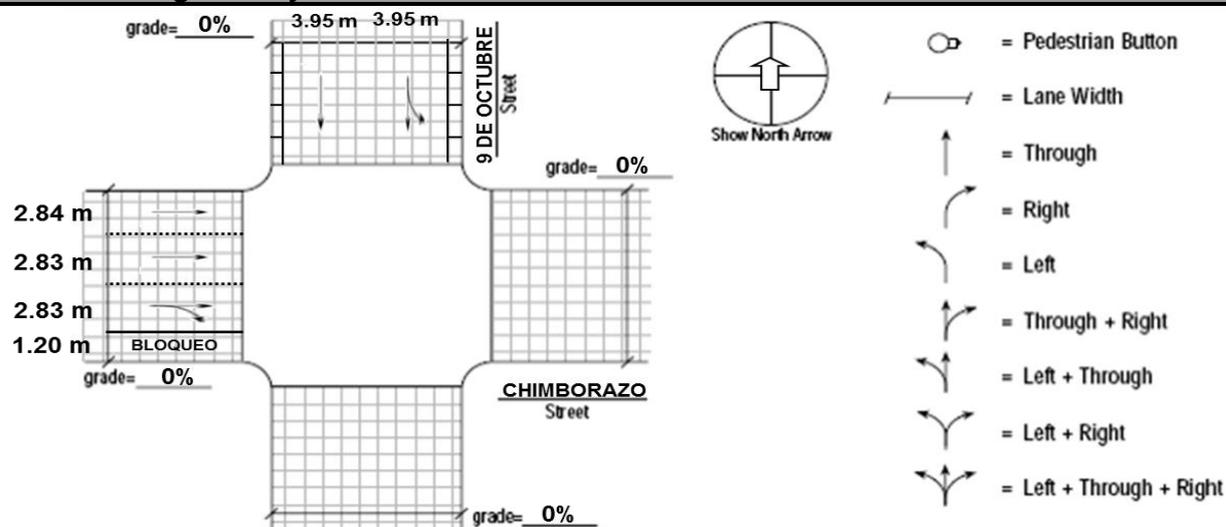
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 14/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Chimborazo y 9 de octubre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1411	284							259	1004	
% heavy vehicles % HV		2	2							2	2	
Peak-hour factor, PHF		0.92									0.94	
Pretimed (P) or actuated (A)		P									P	
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT		3									3	
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)		456									274	
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)		0									0	
Parking (Y or N)		N									Y	
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)		0									10	
Bus Stopping N_b (buses/h)		0									0	
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)		0									0	

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 46 Y= 3	G= 53 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)		1411	284							259	1004	
Peak-hour factor, PHF		0.92									0.94	
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)		1534	309							276	1068	
Lane group		← ← ←									← ←	
Adjusted flow rate in lane group, v (veh/h)		1842									1344	
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})		-	0.168							0.205	-	

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)		1900									1900	
Number of lanes, N		3									2	
Lane width adjustment factor, f_w		0.922									1.039	
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}		0.980									0.980	
Grade adjustment factor, f_g		1									1	
Parking adjustment factor, f_p		1									0.925	
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}		1									1	
Area type adjustment factor, f_a		0.9									0.9	
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}		0.908									0.952	
Left-turn adjustment factor, f_{LT}		1									0.990	
Right-turn adjustment factor, f_{RT}		0.975									1	
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}		1									0.969	
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}		0.946									1	
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$		3881									2941	

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				53
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)				253
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$				501
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)				0.251
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)				0
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$				0
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$				0.251
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)				0
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)v_o}]$				0.251
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}				2
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				1
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$				0.849
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				0.205
Proportion of left turns using protected phase, ⁵ P_{LTA}				0
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$				0.969

Permitted Right Turns

Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)	46			
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)	456			
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)	0			
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$	1041			
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+v_{pedg}/10000$ if ($1000 < v_{pedg} \leq 5000$)	0.521			
Effective green, ¹ g (s)	46			
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$	0			
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$	0.02			
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$	0.531			
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}	3			
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}	1			
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$	0.681			
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}	0.170			
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}	0			
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$	0.946			

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chimborazo y 9 de octubre

Capacity analysis

Phase number	2		2							
Phase type	P		P							
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)	1842		1344							
Saturation flow rate, s(veh/h)	3881		2941							
Lost time, t _l (s), t _L = l ₁ +Y-e	4		4							
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L	46		53							
Green ratio, g/C	0.44		0.5							
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)	1700		1485							
V/c ratio X	1.084		0.905							
Flow ratio, v/s	0.48		0.46							
Critical lane group/phase (v)	√		√							
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)	0.933									
Total lost time per cycle L(s)	6									
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)	0.990									

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)	1842			1344
Lane group capacity, ² c(veh/h)	1700			1485
v/c ratio, ² X= v/c	1.084			0.905
Total green ratio, ² g/C	0.44			0.50
Uniform delay, d ₁ = $\frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)	29.5			23.7
Incremental delay calibration, ³ k	0.5			0.5
Incremental delay, ⁴ d ₂ d ₂ = 900T [(X - 1) + √(X - 1) ² + $\frac{9kIX}{cT}$] (s/veh)	48.5			9.46
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)	0			0
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF	1			1
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	78.0			33.2
LOS by lane group	E			C
Delay by approach, d _A = $\frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	78.0			33.2
LOS by approach	E			C
Approach flow rate V _A (veh/h)	1842			1344
Intersection delay, d _I = $\frac{\sum(d_A)(V_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)	59.2	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.2.4 Intersección Av. Chile y Av. Aguirre

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 16h15 a 17h15.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido oeste HV = 2%
Sentido norte HV = 2%
Av. Chile PHF= 0.93
Av. Aguirre PHF = 0.91
Dos señales de fase
Sentido este = 45 seg
Sentido norte = 54 seg
Amarilla = 3 seg
Ciclo total = 105 seg
Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln
Se asume un $E_T = 2.0$
Volumen de peatón = 343 p/h SE
Volumen de peatón= 291 p/h SS
Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h
Presencia de buses nula
Disminución de 1.2 metro de carril en la Av. Chile
Av. Chile=6.67-1.2= 5.47 m

Características de la intersección

Terreno plano
Parqueo en el SE
Parqueo en el SN
Avenida Chile es de dos carriles
Avenida Aguirre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

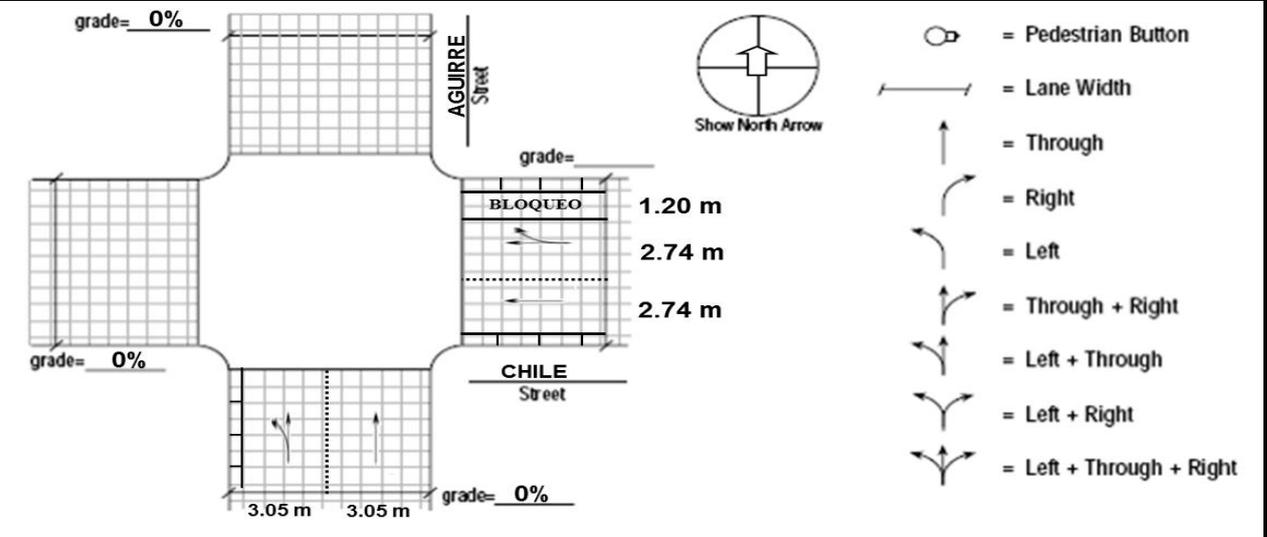
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 15/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Chile y Aguirre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)					677	278	568	691				
% heavy vehicles % HV					2	2	2	2				
Peak-hour factor, PHF					0.93			0.91				
Pretimed (P) or actuated (A)					P			P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT					3			3				
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)					343			291				
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)					0			0				
Parking (Y or N)					Y			Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)					11			12				
Bus Stopping N_b (buses/h)					0			0				
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)					0			0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
Timing	G= 45 Y= 3	G= 54 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	Protected turns		Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = 105 s		

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)					667	278	568	691				
Peak-hour factor, PHF					0.93			0.91				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)					728	299	624	759				
Lane group					↙ ←			↑ ↑				
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)					1027			1384				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})					-	0.291	0.451	-				

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)					1900			1900				
Number of lanes, N					2			2				
Lane width adjustment factor, f_w					0.915			0.939				
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}					0.980			0.980				
Grade adjustment factor, f_g					1			1				
Parking adjustment factor, f_p					0.923			0.92				
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}					1			1				
Area type adjustment factor, f_a					0.9			0.9				
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}					0.952			0.952				
Left-turn adjustment factor, f_{LT}					1			0.978				
Right-turn adjustment factor, f_{RT}					0.956			1				
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{LPb}					1			0.923				
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{RPb}					0.956			1				
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb}$					2464			2488				

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

**SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS
ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS**

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Permitted Left Turns

	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)			54	
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)			291	
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$			566	
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)			0.283	
Opposing queue clearing green, ^{3,4} g_q (s)			0	
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle g_q/g_p if $g_q \geq g_p$ then $f_{LPB}=1.0$			0	
$OCC_{pedu}=OCC_{pedg}[1-0.5(g_q/g_p)]$			0.283	
Opposing flow rate, ³ v_o (veh/h)			0	
$OCC_r=OCC_{pedu}[e^{-(5/3600)V_o}]$			0.283	
Number of cross-street receiving lane, ¹ N_{rec}			2	
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}			1	
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ if $N_{rec}>N_{turn}$			0.83	
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}			0.451	
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}			0	
$f_{LPB}=1.0-P_{LT}(1-A_{pbt})(1-P_{LTA})$			0.923	

Permitted Right Turns

Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)		45		
Conflicting pedestrian volumen, ¹ v_{ped} (p/h)		343		
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)		0		
$V_{pedg}=V_{ped}(C/g_p)$		800		
$OCC_{pedg}=V_{pedg}/2000$ if ($v_{pedg} \leq 1000$) or $OCC_{pedg}=0,4+V_{pedg}/10000$ if ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)		0.4		
Effective green, ¹ g (s)		45		
$V_{bicg}=V_{bic}(C/g)$		0		
$OCC_{bicg}=0.02+V_{bicg}/2700$		0.02		
$OCC_r=OCC_{pedg}+OCC_{bicg}-OCC_{pedg}*OCC_{bicg}$		0.412		
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}		2		
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}		1		
$A_{pbt}=1-OCC_r$ if $N_{rec}=N_{turn}$ $A_{pbt}=1-0,6*(OCC_r)$ si $N_{rec}>N_{turn}$		0.753		
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}		0.291		
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}		0		
$f_{Rpb}=1.0-P_{RT}(1-A_{pbt})(1-P_{RTA})$		0.956		

Notes

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Chile y Aguirre

Capacity analysis

Phase number		2	2								
Phase type		P	P								
Lane group											
Adjusted flow rate, v (veh/h)		1027	1384								
Saturation flow rate, s(veh/h)		2464	2488								
Lost time, t _l (s), t _L = l ₁ +Y-e		4	4								
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L		45	54								
Green ratio, g/C		0.43	0.51								
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)		1056	1280								
V/c ratio X		0.973	1.081								
Flow ratio, v/s		0.42	0.56								
Critical lane group/phase (v)		√	√								
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)		0.973									
Total lost time per cycle L(s)		6									
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)		1.032									

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)		1027	1383	
Lane group capacity, ² c(veh/h)		1056	1280	
v/c ratio, ² X= v/c		0.973	1.081	
Total green ratio, ² g/C		0.43	0.51	
Uniform delay, $d_1 = \frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)		30	27.9	
Incremental delay calibration, ³ k		0.5	0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ $d_2 = 900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)		21.8	50.2	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)		0	0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF		1	1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)		51.8	78.1	
LOS by lane group		D	E	
Delay by approach, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)		51.8	78.1	
LOS by approach		D	E	
Approach flow rate V _A (veh/h)		1027	1384	
Intersection delay, $d_I = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)	66.9	Intersection LOS		E

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.2.5 Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre

Después de realizar las grabaciones se procede al conteo respectivo de los vehículos, donde se determina la hora pico para la intersección que va desde 17h00 a 18h00. el conteo se muestra en la siguiente tabla.

Después de determinar la hora pico y los respectivos conteos de los vehículos procedemos a realizar los cálculos correspondientes para determinar la capacidad y el nivel de servicio. En la siguiente hoja de cálculo detallaremos dichos resultados.

Datos

Sentido norte HV = 3%

Av. 9 de octubre PHF= 0.92

Dos señales de fase

Sentido norte = 31 seg

Amarilla = 3 seg

Ciclo total = 90 seg

Saturación base ideal = 1900 pc/h/ln

Se asume un $E_T = 2.0$

Volumen de bicicletas = 0 bicycles/h

Presencia de buses nula

Disminución de 0.6 metro de carril en la Av. 9 de octubre

Av. 9 de octubre = $6.1 - 0.6 = 5.5$ m

Características de la intersección

Terreno plano

Parqueo en el SN

Avenida 9 de octubre de dos carriles

INPUT WORKSHEET

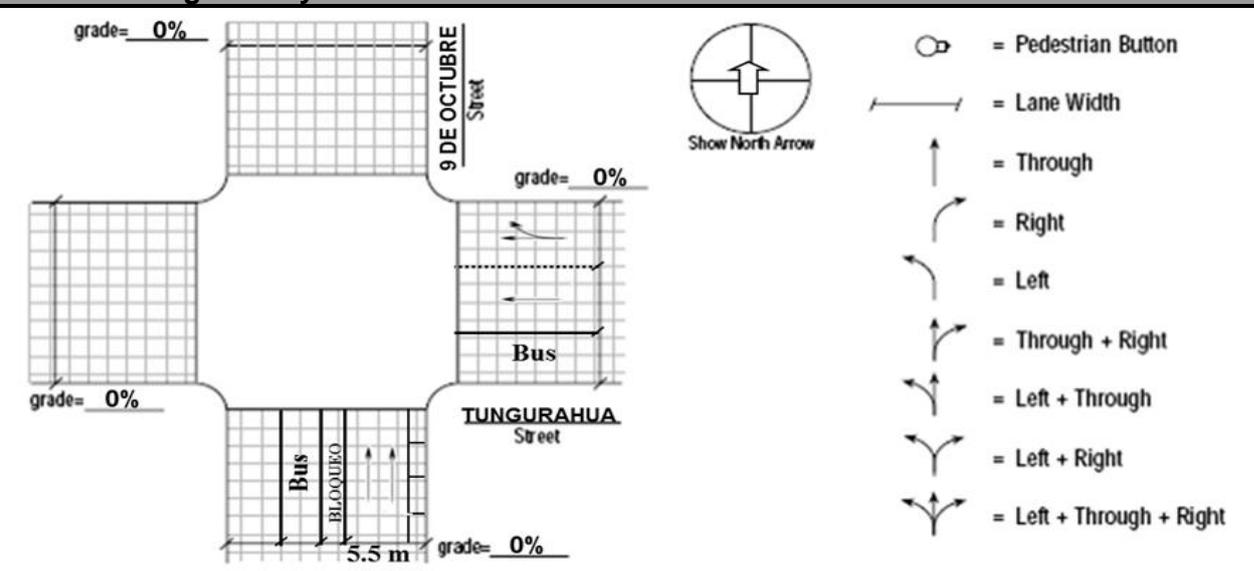
General Information

Analyst Fernando Pardo
 Agency or Company UCSG
 Date performed 16/12/2011
 Analyst time period 16:15-17:15

Site information

Intersection Av. Tungurahua y 9 de octubre
 Area type CBD Other
 Jurisdiction Guayaquil
 Analysis year 2011

Intersection geometry



Volume and timing input

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)								938				
% heavy vehicles % HV								3				
Peak-hour factor, PHF								0.92				
Pretimed (P) or actuated (A)								P				
Start-up lost time l_1 (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT								3				
Approach pedestrian volumen, ² V_{ped} (p/h)								0				
Approach bicycle volumen, ² V_{bic} (bicycles/h)								0				
Parking (Y or N)								Y				
Parking maneuvers N_m (maneuvers/h)								6				
Bus Stopping N_b (buses/h)								0				
Min. Timing for pedestrians, ³ G_p (s)								0				

Signal Phasing Plan

DIAGRAM	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7	Ø8
		↑ ↑						
Timing	G= 56 Y= 3	G= 31 Y= 3	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=	G= Y=
	↗ Permitted turns Pedestrian		↗ Permitted turns Pedestrian				Cycle length, C = 90 s	

Notes

1. RT volumes, as shown, exclude RTOR.
2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach.
3. Refer to Equation 16-2.

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET

General information

Project Description Av. Tungurahua y 9 de octubre

Volume adjustment

	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume V (veh/h)								938				
Peak-hour factor, PHF								0.92				
Adjusted flow rate, $v_p=V/PHF$ (veh/h)								1020				
Lane group								↑↑				
Adjusted flow rate in lane group, v(veh/h)								1020				
Proportion ¹ of LT or RT (P_{LT} or P_{RT})								-				

Saturation Flow Rate

Base saturation flow, S_0 (pc/h/ln)								1900				
Number of lanes, N								2				
Lane width adjustment factor, f_w								0.906				
Heavy-vehicle adjustment factor, f_{HV}								0.971				
Grade adjustment factor, f_g								1				
Parking adjustment factor, f_p								0.935				
Bus blockage adjustment factor, f_{bb}								1				
Area type adjustment factor, f_a								1				
Lane utilization adjustment factor, f_{LU}								0.952				
Left-turn adjustment factor, f_{LT}								1				
Right-turn adjustment factor, f_{RT}								1				
Left-turn ped/bike adjustment factor f_{Lpb}								1				
Right-turn ped/bike adjustment factor f_{Rpb}								1				
Adjusted saturation flow, s (veh/h) $s = S_0 N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$								2976				

Notes

1. $P_{LT} = 1.000$ for exclusive left-turn lanes, and $P_{RT} = 1.000$ for exclusive right-turn lanes. Otherwise, they are equal to the proportions of turning volumes in the lane group.

CAPACITY AND LOS WORKSHEET

General information

Project Description Av. Tungurahua y 9 de octubre

Capacity analysis

Phase number		2								
Phase type		P								
Lane group										
Adjusted flow rate, v (veh/h)		1020								
Saturation flow rate, s(veh/h)		2976								
Lost time, t _l (s), t _L = I ₁ +Y-e		4								
Effective green time, g (s) g= G+Y-t _L		31								
Green ratio, g/C		0.34								
Lane group capacity, ¹ c= s(g/C),(veh/h)		1025								
V/c ratio X		0.995								
Flow ratio, v/s		0.34								
Critical lane group/phase (v)		√								
Sum of flow rate for critical lane groups, Y _c Y _c = Σ (critical lane groups, v/s)		0.343								
Total lost time per cycle L(s)		3								
Critical flow rate to capacity ratio X _c - X _c = (Y _c)(C)/(C-L)		0.354								

Lane group capacity, control delay, and LOS determination

	EB	WB	NB	SB
Lane group				
Adjusted flow rate, ² v(veh/h)			1020	
Lane group capacity, ² c(veh/h)			1025	
v/c ratio, ² X= v/c			0.995	
Total green ratio, ² g/C			0.34	
Uniform delay, $d_1 = \frac{0.50 C [1 - (g/C)^2]}{1 - [\min(1, X)g/C]}$ (s/veh)			29.5	
Incremental delay calibration, ³ k			0.5	
Incremental delay, ⁴ d ₂ $d_2 = 900T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{9kIX}{cT}}]$ (s/veh)			26.9	
Initial queue delay, d ₃ (s/veh) (Appendix F)			0	
Uniform delay, d ₁ (s/veh)(Appendix F)				
Progression adjustment factor, PF			1	
Delay, d=d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)			56.4	
LOS by lane group			E	
Delay by approach, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)			56.4	
LOS by approach			E	
Approach flow rate V _A (veh/h)			1020	
Intersection delay, $d_I = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum V_A}$ (s/veh)				
			Intersection LOS	

Notes

- For permitted left turns, the minimum capacity is (1 + P_L)(3600/C).
- Primary and secondary phase parameters are summed to obtain lane group parameters.
- For pretimed or nonactuated signals, k = 0.5. Otherwise, refer to Exhibit 16-13.
- T = analysis duration (h); typically T = 0.25, which is for the analysis duration of 15 min.
I = upstream filtering metering adjustment factor; I = 1 for isolated intersections.

5.2.6 Interpretación de resultados: 1.2 metros de bloqueo

A todas las intersecciones de 3 carriles se les bloqueo 1.2 metro de vía. Igualmente se puede ver que aun con la reducción se mantuvieron los 3 carriles con un ancho de 2.87 el más estrecho. Esto facilita el estudio ya que el mínimo ancho de carril según el HCM 2010 es de 2.7 metros.

Para las dos intersecciones de dos carriles también se necesita reducir 1 metro del ancho de la vía, pero en la intersección 9 de octubre el ancho de la vía es de 6.1 m al reducirle 1.2 metros del carril este se reduce a 5.1m haciendo imposible el uso de 2 carriles y se convertiría en una vía de un solo carril congestionando las vías e imposibilitando el estudio requerido. Con estos antecedentes se tomó la decisión de disminuir la vía en 0.6 m para poder continuar con el proceso de investigación. En la vía Chile no hubo problemas en quitarle un metro de vía porque este es de 2.74 superando el ancho mínimo que requería el HCM 2010.

El número de peatones conflictivos en las intersecciones de 3 carriles y para la calle Chile aumento debido a la proximidad de la navidad. En la intersección 9 de octubre y Tungurahua la presencia de peatones es casi nula y al no haber giros de parte de la calle 9 de octubre no hubo conflictos con los peatones.

Aunque el conflicto de peatones con los vehículos livianos hace que las demoras sean más prolongadas esto no perjudico el tráfico debido a la presencia de agentes de tránsito que facilitaron la labor de los cruces de peatones y evitaron un posible embotellamiento que hubiera perjudicado el estudio.

El flujo vehicular de las vías con 3 carriles fue similar ya que solo vario en porcentaje no mayor de 8% en comparación con los datos anteriores sin el bloqueo. Para el flujo de dos carriles si hubo variaciones significativas en la calle Chile se redujo el 14% del flujo en comparación con el flujo sin la reducción de 1.2 m, en la calle 9 de octubre a pesar de reducir en 0.6 m se vio afectado en 15.11%.

El factor de área influyo en el valor de la saturación en la intersección Tungurahua y 9 de octubre por encontrarse fuera del área comercial de Guayaquil el factor de área para esas zonas tiene el valor de 1.

Gracias a la labor de los agentes de tránsito se pudo evitar en la calle Chile un colapso en las vías debido al cierre de un 1 metro de forma lineal y se pudo dar movilidad al flujo y peatones. De igual forma en la calle 9 de octubre el flujo se disminuyó en un 15.11% aquí no hubo presencia de agentes de tránsito. Debido a que no hubo giro y escasez de peatones que ocasiona demoras con esto el flujo no colapso y se pudo continuar con el estudio requerido.

La capacidad en las vías de 3 carriles no vario en mucho con respecto a las anteriores ya que solo afecto entre el 3.80-6.5% del número de vehículos. En las calles Chile y 9 de octubre la capacidad no se modificó mucho con respecto al anterior análisis sin bloqueo.

El nivel de servicio tuvo mejoras en casi todas las intersecciones. Esto mejora se debe a que el área de movilidad fue reducida esto quiere decir que el flujo vehicular se movilizó en una superficie menor pero con casi la misma cantidad de vehículos que las intersecciones sin bloqueo.

Tabla 29: comparación de resultados de las calles de 3 carriles

Intersección	Calle	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Ancho de la vía (m)	Número de vehículos	vehículos por carril (veh/carril)	Saturación (veh/h)	Capacidad de los vehículos (veh/h)	Nivel de servicio (seg)
Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	105	46	8.5	1788	596	4022	1762	80(F)
Chimborazo y Luque	Chimborazo	105	44	8.60	1694	565	3986	1670	81.4(F)
Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	105	46	8.5	1695	565	3881	1700	78(E)

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Tabla 30: comparación de resultados de las calles de dos carriles

intersección	Calle	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Ancho de la vía (m)	Número de vehículos	vehículos por carril (veh/carril)	Saturación (veh/h)	Capacidad de los vehículos (veh/h)	Nivel de servicio (seg)
Chile y Aguirre	Chile	105	45	5.66	955	478	2464	1056	51.8(D)
Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	90	31	5.50	921	461	2976	1025	45.9(D)

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

5.3 Estudio de la bicicleta

Antes de obtener la capacidad en el carril para la bicicleta se necesitan el número de personas que viajan dentro de los vehículos estos a su vez se los obtuvo de los datos de campos.

En la siguiente tabla se indica el número de personas que viajan dentro de los vehículos.

Tabla 31: número de personas que viajan dentro de los vehículos por cada intersección

Intersección	Calle	Número de personas que viajan dentro de los vehículos
Av. Chimborazo y Aguirre	Av. Chimborazo	2253
Av. Chimborazo y Luque	Av. Chimborazo	2145
Av. Chimborazo y 9 de octubre	Av. Chimborazo	1425
Av. Chile y Aguirre	Av. Chile	2095
Av. Tungurahua y 9 de octubre	Av. 9 de octubre	1318

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Para determinar la capacidad del carril de bicicleta se utiliza la siguiente ecuación:

$$C_b = S_b \frac{g_b}{C} \quad \text{Ec (5.1)}$$

Donde

c_b = capacidad del carril para bicicleta (bicicleta/hr).

s_b = saturación del carril para bicicleta= 2000 (bicicleta/hr).

g_b = tiempo de verde para el carril de bicicleta (seg).

C = longitud del ciclo (seg).

Se determinara la capacidad del carril de bicicleta para cada intersección y luego comparar estos resultados con las cantidades de personas que viajan dentro de los vehículos en las intersecciones analizadas.

Tabla 32: Capacidad del carril para la bicicleta

Capacidad del carril para la bicicleta en las intersecciones semaforizadas							
Intersección	Calle	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Ancho del carril para la bicicleta (m)	Saturación (bicicleta/hr)	Ecuación ¹	Capacidad (bicicletas/hr)
Av. Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	105	46	1.2	2000	$c_b = s_b \frac{g_b}{C}$	876
Av. Chimborazo y Luque	Chimborazo	105	44	1.2	2000	$c_b = s_b \frac{g_b}{C}$	838
Av. Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	105	46	1.2	2000	$c_b = s_b \frac{g_b}{C}$	876
Av. Chile y Aguirre	Chile	105	45	1.2	2000	$c_b = s_b \frac{g_b}{C}$	857
Av. Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	90	38	0.6	2000	$c_b = s_b \frac{g_b}{C}$	844

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

1: TRB. Highway Capacity Manual 2010 ecuación 18-78 pág. 18-71

5.4 Cuadro de movilidad

En el cuadro de movilidad comparamos todos los resultados de los estudios correspondientes de las intersecciones. Observamos que se contó el número de personas que viajan dentro de los vehículos, con esos datos podemos determinar cuántas personas caben por 1.2 metros lineal dentro de un vía de las intersecciones estudiadas comparadas con la capacidad de 2000 bicicletas/hr que entran en 1.2 metro de carril para bicicleta.

Se observa la disminución del flujo vehicular por la reducción de 1.2 metro del carril aunque no fue muy significativa en las vías de 3 carriles pero si afecta mucho la reducción de 1.2m en las vías de dos carriles.

Con el cuadro de movilidad se determina el beneficio a la sociedad de construir un carril para el uso de la bicicleta dentro de la ciudad.

Tabla 33: Resultados de los análisis

Cuadro de movilidad												
Intersecciones	Calle	Número de vehículos	Disminución de vehículos por el bloqueo	Ancho de la vía (m)	Ciclo (seg)	Tiempo de verde (seg)	Saturación (veh/hr)	Capacidad de los vehículos (veh/hr)	L.O.S (seg)	Viajeros dentro de los vehículos	Capacidad para el carril para la bicicleta (bicicleta/hr)	
Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	1866	-	9.7	105	46	4088	1791	82.5 (F)	-		
Chimborazo y Aguirre (disminución de 1.2 m de carril)	Chimborazo	1788	-5.20%	8.5	105	46	3987	1762	80 (F)	2253	876	
Chimborazo y Luque	chimborazo	1823	-	9.8	105	44	4102	1719	87 (F)	-		
Chimborazo y Luque (disminución de 1.2 m de carril)	Chimborazo	1694	-7.08%	8.6	105	44	3956	1674	84.9 (F)	2145	838	
Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	1817	-	9.7	105	46	4028	1764	86.6 (F)	-		
Chimborazo y 9 de octubre (disminución de 1.2 m de carril)	Chimborazo	1695	-6.77%	8.5	105	46	3852	1700	81.1 (F)	2095	857	
Chile y Aguirre	Chile	1111	-	6.66	105	45	2468	1058	91.4 (F)	-		
Chile y Aguirre (disminución de 1.2 m de carril)	Chile	955	-14.04%	5.46	105	45	2434	1056	54.4 (D)	1425	876	
Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	1105	-	6.1	90	31	3033	1252	81.4 (F)	-		
Tungurahua y 9 de octubre (disminución de 1.2 m de carril)	9 de octubre	938	-15.11%	5.5	90	31	2976	1025	45.9 (D)	1318	844	

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Capítulo 6

6.0 Impacto al medio ambiente y riesgos para la salud debido a la contaminación del transporte motorizado

En este capítulo se dará a conocer por que es importante reducir el nivel de contaminación en las ciudades en desarrollo como es el caso de Guayaquil.

Hoy en día es muy importante determinar el impacto que produce las emisiones toxicas producidas por vehículos motorizados en las ciudades, los riesgos que trae para la salud el incremento del parque automotor, accidentes y otros factores que perjudican a la movilidad y la salud de los ciudadanos.

Tratar de dar más soluciones al desarrollo de los ciudadanos y que sean más sostenibles en el tiempo.

6.1 Impacto del transporte en la salud

El transporte público reduce la contaminación y riesgos en la salud pero si es diseñado de manera adecuada para su correspondiente flujo. Sin embargo el transporte público genera emisiones toxicas en el aire y efectos sonoros (ruidos) lo cual lo hace ver como un contaminante en la ciudad. Pero algo importante es que las personas caminen de 15 a 20 minutos diarios hacia las estaciones correspondientes lo cual hace una actividad física muy importante y beneficiosa para la salud.

DORA (2011)

Por ejemplo, vías con alto flujo de tráfico que atraviesan un vecindario pueden limitar la actividad en la vía y cohibir las interacciones sociales que fortalecen las redes sociales y las comunidades (p.1).

La expansión de las vías disminuyen las áreas verdes y afectan a la movilidad de posibles ciclistas y peatones e impactando a los más vulnerables como son los niños, mujeres y ancianos.

Cuando las ciudades en desarrollo adquieren patrones de vías en lugares de baja densidad hacen que aumente la dependencia de las personas en utilizar vehículos motorizados para sus desplazamientos correspondientes, estos afectan directamente a la salud por los contaminantes que expide el vehículo y la actividad física se reduce.

6.2 Impacto y exposición a la contaminación en el aire

En el transporte es el responsable de la mayor contaminación en las ciudades en vías de desarrollo que afectan a la salud.

DORA (2011)

El sector del transporte también es responsable de una proporción significativa de emisiones globales de CO₂ y de otros contaminantes del calentamiento global que contribuye al cambio climático y a sus impactos de largo plazo en la salud (p. 2).

El aire contaminado se encuentra en países en desarrollo como en desarrollados. Entre más altos los niveles de contaminantes más daño causa a la salud de los ciudadanos.

La combustión de los combustibles del transporte produce sustancias contaminantes como óxido de nitrógeno, ozono, monóxido de carbono y benceno, aumenta en el riesgo para la salud (enfermedades cardiovasculares, respiratoria, cáncer y resultados adverso al momento del parto) y producen mortalidad prematura.

El siguiente cuadro se muestra el impacto a la salud y las enfermedades causadas por dichos contaminantes.

Tabla 34: Resultados de la salud asociados a contaminantes del aire relacionados con el transporte

Resultado	Contaminantes asociados en relación con el transporte
Mortalidad	Humo negro, ozono, PM _{2.5}
Enfermedades respiratorias (no alérgicas)	Humo negro, ozono dióxido de nitrógeno, VOC _s , CAP _s , gases de escape del diésel
Enfermedades respiratorias (alérgicas)	Ozono, dióxido de nitrógeno, MP, VOC _s , CAP _s ; gases de escape diésel
Enfermedades cardiovasculares	Humo negro, CAP _s
Cáncer	Dióxido de nitrógeno, gases de escape del diésel
Resultados reproductivos adversos	Gases de escape del diésel, evidencia también equivoca de dióxido de nitrógeno, monóxido de carbono, dióxido de azufre, partículas suspendidas

PM: material particulado; PM_{2,5}<2,5 um en diámetro; VOC_s: compuestos volátiles (incluyendo benceno); CAP: Partículas del Ambiente Concentrada

Fuente: Dora módulo 5g transporte sostenible cuadro 1 Pág.2

DORA (2011)

La exposición al tráfico pesado (ejemplo vivir cerca de una vía principal) está en si misma asociada con una peor salud de los niños y de los adultos y aumento en las tasas de muerte (p. 3).

En las ciudades en desarrollo aun funcionan vehículos viejos a diésel y de bajo rendimiento estos son los que causan mayores proporciones de contaminación en el aire y emisiones de partículas pequeñas de vehículos.

6.3 Principales contaminantes del aire del transporte que afectan a la salud

Dora (2011)

En las ciudades en vías de desarrollo se tienen cantidades de partículas que son perjudiciales para la salud. Estas pequeñas partículas de menos de 10 micrones de diámetro (PM₁₀) y partículas finas de menos de 2,5 micrones de diámetro (PM_{2,5}) están vinculadas más estrechamente a impactos en la salud pública (p. 3).

Estas partículas atraviesan las defensas del ser humano contra el polvo y se localizan en el sistema respiratorio. Estos pueden estar compuestos por carbono, metales pesados y sulfuros así como sustancias cancerígenas.

La exposición a largo plazo de estas partículas finas están asociadas a la reducción de la función pulmonar y enfermedades respiratorias (ejemplo rinitis crónica) todos estos factores reducirían las expectativas de vida.

DORA (2011)

La mayoría de estos estudios a largo plazo de dicho impactos en las grandes poblaciones urbanas, hasta la fecha, se han llevado a cabo en los Estados Unidos y Europa (p. 4).

En el siguiente recuadro podemos observar cuales son las dos contaminantes más importantes en el aire.

Cuadro 1: CO y NO_x

Otros dos importantes contaminantes del transporte perjudicial para la salud son el monóxido de carbono (CO) y óxido de nitrógeno (NO_x). Co en el ambiente forma una unión con la hemoglobina y altera la capacidad de transportar oxígeno en la sangre. Los impactos en la salud por exposición corta a niveles de CO típicamente encontrados en el aire contaminado del ambiente, pueden incluir efectos cardiovasculares tales como, la acentuación de los síntomas de angina durante el ejercicio así como una reducción de su rendimiento (PNUMA, OTI y OMS 1999). Los impactos en la salud por una exposición a (NO_x) incluyen reducción de las funciones pulmonares e incremento de las probabilidades de síntomas respiratorios (OMS Oficina Regional para Europa 2000).

Fuente: Dora módulo 5g transporte sostenible y salud recuadro 1 Pág. 3

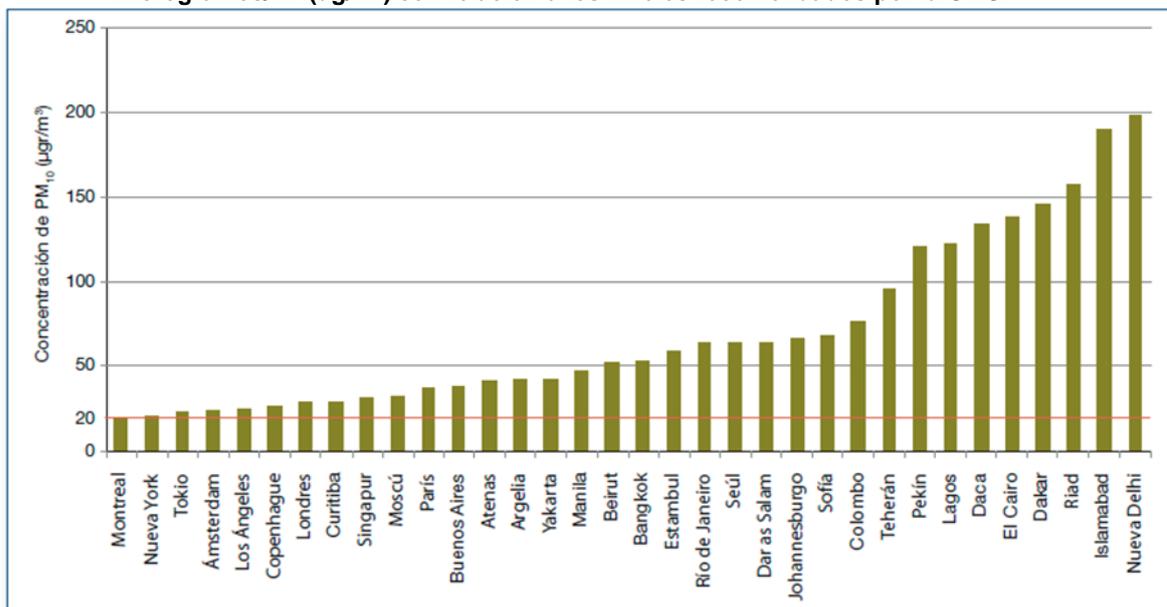
6.4 Morbilidad por contaminación en el aire en países desarrollados

DORA (2011) indica “**Alrededor de 1.3 millones de muertes al año se producen por la contaminación del aire exterior**” (p. 4).

La contaminación del aire en países en desarrollo es muy amplia con respecto a las ciudades desarrolladas. Las ciudades con más niveles de contaminantes se encuentran en África, Asia y medio Oriente.

DORA (2011) indica “Una reducción en el promedio de partículas encontradas de 75 ug/m^3 por PM_{10} (un nivel común en muchas ciudades) a 20 ug/m^3 por PM_{10} (directrices de la OMS), se espera que lleve a una reducción en la mortalidad del 15 %” (p. 4).

Figura 5: concentraciones anuales promedio de PM_{10} en áreas urbanas entre 2003 y 2009: Microgramos/ m^3 (ug/m^3) con relación a los niveles recomendados por la OMS.



Fuente: Dora modulo 5g transporte sostenible y salud figura 3 pag 4

6.5 Contaminación del aire urbano atribuible al transporte

No hay información global de la contaminación por parte del transporte en las áreas urbanas. Según información disponible el transporte tiene un agente significativo en la contaminación del aire urbano mucho más que en las ciudades desarrolladas. Se debe a unos factores como la antigüedad de los vehículos, pobre mantenimiento, aumento del parque automotor y un sistema público deficiente.

DORA (2011)

El transporte terrestre contribuye a la contaminación del aire en un 30% de $\text{PM}_{2,5}$ en ciudades europeas . Pero en ciudades en vías de desarrollo la cuestión es diferente y según monitoreo experimentales de concentraciones de $\text{PM}_{2,5}$ oscilan entre 12 y 69%(p. 5).

En algunos países todavía se utiliza gasolina con plomo que es una sustancia altamente toxica para el ser humano y en especial para los niños.

En ciudades en desarrollo el uso de motocicletas producirá una contaminación del 80% del transporte (ejemplo Asia).

El uso de estrategias para reducir las dependencias del transporte motorizados sugiere mejorar la calidad de los vehículos y gasolina. Sin embargo también se tendrá que diseñar una estrategia para mejorar el tráfico y el uso del suelo y así evitar que los vehículos obstruyan los lugares destinados para la movilidad de las personas que no usan transporte motorizado.

Con estos planes se lograría que las personas usen bicicleta u opten por caminar mejorando el estado físico y previniendo posibles enfermedades a futuro.

6.6 Lesiones causadas por el tráfico vehicular

DORA (2011) indica **“Los traumatismos causados por el tránsito causan 1,3 millones de muertes al año en el mundo (OMS 2008c), con hasta 50 millones de personas lesionadas”** (p. 6).

DORA (2011)

Cada vez el número de traumatismos aumenta con el crecimiento del transporte se proyecta que para el 2030 el tráfico vial representara casi el 5% de la carga mundial de morbilidad y será tercera causa de muerte en general (p. 6).

El 90% de los traumatismos causados por los accidentes de tráfico se desarrollan en países de bajo y medios ingresos. Estos traumatismos son la segunda causa de muerte en las personas de 5 a 29 años de edad.

DORA (2011)

El riesgo de muerte de un peatón atropellado en una colisión a 50 km/h es alrededor de ocho veces más alto que la de un peatón atropellado en una colisión a 30 km/h (p. 6).

Los ciclistas y peatones son muy vulnerables en las vías porque son más propensos a ser golpeados por vehículos motorizados y otros usuarios también vulnerables de las vías son los niños, ancianos y motociclistas.

DORA (2011)

A nivel mundial la OMS a través de una encuesta encontró que los usuarios vulnerables de las vías representan el 46% de las muertes por accidentes de tráfico (p. 6).

Los traumatismos causados por accidentes de tráfico vehicular se producen por el uso del celular, el alcohol, drogas y otras sustancias que pueden alterar el manejo. Otras causas pueden ser por el diseño vial y los pocos espacios para peatones y ciclistas.

Un medio para disminuir los accidentes de tránsito es la reducción de los niveles de velocidad en las carreteras y vías urbanas de la ciudad una disminución significativa en áreas urbanas es de 30 km/hr, perimetral 90 km/h.

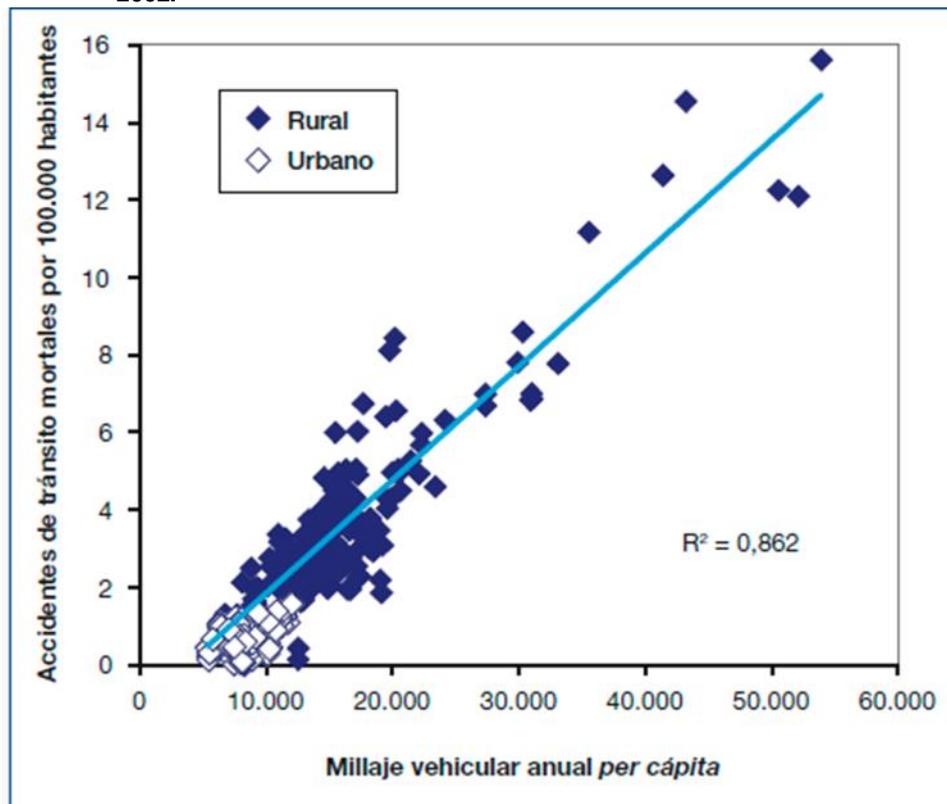
Para mejorar la seguridad vial sería necesario disminuir el volumen de tráfico así fomentaría el uso de la bicicleta y mejora el estado físico de las personas.

Al aumentar el número de ciclistas y peatones se puede incrementar el número de accidentes haciéndolos más vulnerables que los conductores de automóviles.

Entonces para evitar estos accidentes sería necesario reducir las velocidades como se mencionó antes.

Según estudios en los países bajos la reducción de las velocidades hizo que disminuyan emisiones de PM_{10} en un 5-25% y emisiones de NO_x en un 5-30% y otros monitoreo de la calidad del aire mostró reducciones en las concentraciones de PM_{10} y PM_1

Figura 6: Millas-vehículo recorridas y mortalidad por traumatismos causados por el tránsito (EUA), 1993-2002.



Fuente: Dora modulo 5g transporte sostenible y salud figura 4 pag. 6

6.7 Factores de actividad física

DORA (2011)

La falta de actividad física atrae muchos problemas de salud como se mencionó antes produce enfermedades cardiovasculares, diabetes tipo 2 y algunos tipos de cáncer. Según estudios revelan que la falta de actividad física es el causante de 3000.000 de muertes al año (OMS 2009_a). Uno de los medios más efectivo para fomentar la actividad física generalmente fue a través de políticas de transporte y planificación urbana (OMS 2009_c) (p. 6)

Las personas que usan la bicicleta según estudios científicos tienen vidas más largas y tienen menos enfermedades cardiovasculares que personas que se desplazan en vehículos motorizados (OMS 2009).

Estudios a largo plazo muestran que en dos ciudades Copenhague y Shanghái el índice de mortalidad anual de los ciclistas era en 30% menor en promedio que los viajeros que no hacen actividad física.

Tabla 35: efectos en la salud asociados con la actividad física

Baja mortalidad por todas las causas**	Menor enfermedad coronaria del corazón**
Menor hipertensión**	Menor accidentes cerebrovasculares**
Menor diabetes tipo 2**	Menor síndrome metabólico**
Menor cáncer de colon**	Menos cáncer de seno**
Menor depresión**	Mejor estado físico
Mejor índice de masa y composición corporal	Mayor perfil de biomarcadores para la prevención de enfermedades cardiovasculares, diabetes tipo 2 y salud ósea**
Mejor salud funcional en adultos mayores**	Mejor calidad del sueño*
Menor riesgo de caídas en adultos mayores**	Mejor calidad de vida relacionada con la salud*
Mejor función cognitiva**	

Clave:**:evidencia fuerte,*:evidencia modesta.

Fuente: Dora módulo 5 transporte sostenible y salud cuadro 2 pág. 9

Pero andar en bicicleta o caminar también puede ser perjudicial si el aire sigue con niveles de contaminación altos, en esos casos se deberá tomar otro tipo de rutas más favorable para evitar enfermedades por la exposición prolongada ha tóxicos con el aire. Otro factor es el riesgo de sufrir accidentes en las vías por el irrespeto de los conductores el diseño no adecuado de las calles para el beneficio de peatones y bicicletas.

Pero en general las ciudades donde el aire es más limpio y hay ciclovías y zonas peatonales amplias hay evidencia que muestra que andar en bicicleta o aminor supera los riesgos que pueden sufrir.

También cabe recalcar que la exposición al sol en un tiempo determinado aumenta los niveles de vitamina D que están asociados con la reducción de las enfermedades cardiovasculares, diabetes tipo 2 y varios canceres pero también puede perjudicar si nos prolongamos en exceso al sol por los fuertes rayos ultravioletas.

En el ecuador el sol produce rayos ultravioletas muy fuertes entre los 11h00 y 16h00 la cual no hace conveniente andar en bicicleta o caminar durante esas horas. La mejor solución sería viajar durante las horas más frescas y tener una exposición

balanceada al sol para no tener inconvenientes con posibles cánceres de piel como lo son los melanomas.

6.8 El ruido

El tráfico de las vías es la principal causa del ruido. Sobre todo cuando hay congestión y el uso excesivo del claxon provoca malestar a los ciudadanos.

DORA (2011)

El efecto del ruido produce algunos malestares en la salud asociados con el nivel del estrés y la creciente presión sanguínea. Hay creciente evidencia que el estrés inducido por el ruido aumenta, el riesgo de enfermedades cardiovasculares y el ruido también pueden tener efectos negativos en la salud mental (p. 11).

DORA (2011)

El ruido también produce irritación y alteración del sueño. Los niños residentes en áreas con alto ruido de aviones, se ha demostrado que han retrasado la edad de lectura, bajos niveles de atención y altos niveles de estrés y altos niveles de ruido del tráfico han sido asociados a una mala lectura y bajo rendimiento académico (p. 11).

Según estudios en Europa Occidental el ruido ambiental con el tráfico equivale a un millón de años saludables de vida perjudica anualmente por discapacidad o muerte prematura.

6.9 Efectos del transporte y consecuencias en la salud

El transporte es una de las principales contribuyentes a la emisión de gases invernaderos. Representan el 24% de las emisiones globales relacionadas con la energía y este contaminante es el más grande que en cualquier otro sector. El transporte terrestre ocupa el 80% del uso energético (atribuible a vehículos livianos y seguidos por el transporte de carga).

Los países desarrollados son los que tienen mayor reducción de los niveles de emisiones contaminantes sin embargo los países en desarrollo tienen una rápida

motorización y se tendrá que hacer grandes esfuerzos para tener suficiente infraestructura y diseños de planes de tráfico para reducir sus emisiones de contaminantes en el futuro.

Las emisiones actuales por pasajero/kilometro están influidos por la edad y tipo de vehículo y las condiciones urbanas o rurales por tipo y calidad del combustible usado.

Tabla 36: Las emisiones GEI de los medios de transporte y vehículos en países en desarrollo

(ciclo de energía total)	Factor de carga (ocupación media)	Emisiones de Co ₂ -eq Por pasajero/km
Automóvil(gasolina)	2,5	130-170
Automóvil(diésel)	2,5	85-120
Automóvil(gas natural)	2,5	100-135
Automóvil(eléctrico) ^a	2,0	30-100
Motocicleta(dos tiempos)	1,5	60-90
Motocicletas(cuatro tiempos)	1,5	40-60
Minibús (gasolina)	12,0	50-70
Minibús(diésel)	12,0	40-60
Autobús(diésel)	40,0	20-30
Autobús(gas natural)	40,0	25-35
Autobús(celdas de hidrogeno) ^b	40,0	15-25
Transporte público sobre rieles ^c	75% total	20-50

Nota:

Todos los números en este cuadro son estimaciones y aproximaciones y son tratados de manera ilustrativa.

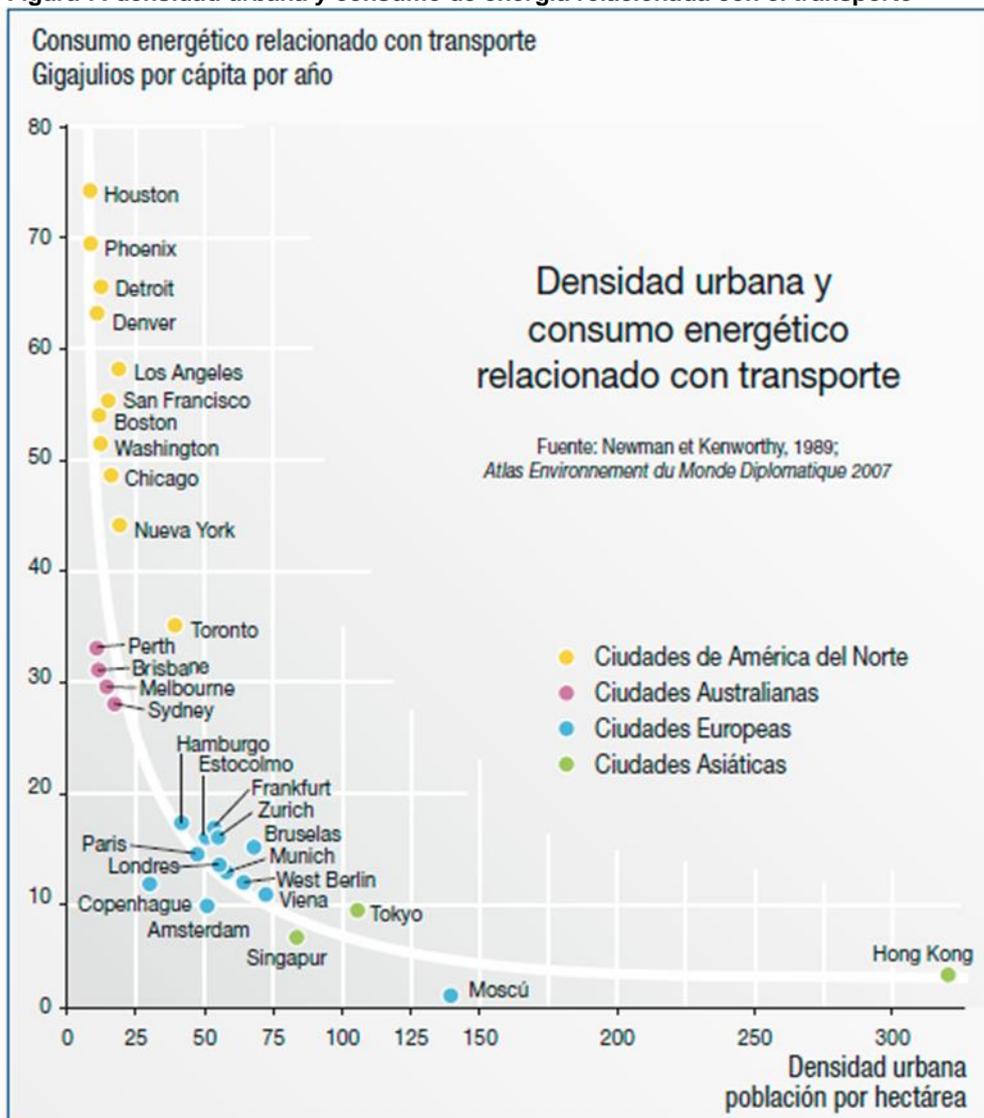
- a) Los intervalos se deben en gran parte a las mezclas variables de fuentes de energía de carbono y sin carbono (que van desde el 20-80% de carbón) y también para el supuesto de que la batería de los vehículos eléctricos tiende a ser más pequeñas que la de los automóviles convencionales.
- b) El hidrogeno se asume que se obtiene del gas natural.
- c) Se asume que la tecnología pesada de ferrocarril urbano (metro) impulsado por energía de una mezcla de carbón, gas natural e hidroeléctrica con un alto uso de pasajeros (75% en promedio de las sillas ocupadas).

Fuente: Dora módulo 5 transporte sostenible cuadro 3 pág. 12

6.10 Uso del suelo, acceso, bienestar social y otros factores

Los autos y las vías son las que consumen grandes espacio en las ciudades como en parqueaderos y accesos, esto hace que no haya espacio suficiente para aminorar y andar en bicicleta. También se ve afectado las aceras verdes que son muy necesarias para la oxigenación de una ciudad.

Figura 7: densidad urbana y consumo de energía relacionada con el transporte



Fuente: Dora modulo 5g transporte sostenible figura 11 pag. 13

Si tenemos una buena planificación del uso del suelo se podría reducir las distancias de los lugares de destinos de las personas y esto fomentaría el uso de la bicicleta y el aminorar dejando a un lado los medios motorizados. En esto se lograría disminuir los niveles de contaminación.

Las ciudades que poseen mayor capacidad vial son más peligrosas para la salud por poseer mayores agentes contaminantes y accidentes de tránsito.

Los factores del uso del suelo están asociados con la obesidad infantil y juvenil. El desplazamiento en con los altas exposición al tráfico son asociados con ataques cardiacos y estrés.

DORA (2011) indica “**Los índices de criminalidad de las calles son usualmente más bajos en lugares con usos del suelo mixto y tratamiento de diseño adecuado**” (p. 15).

El crecimiento horizontal de las ciudades hace que los lugares de destinos cada vez estén más lejos desmotivando el uso de la bicicleta. Este crecimiento ha coincidido con el desarrollo de los tugurios que carecen de una infraestructura adecuada. Cerca del 40% del crecimiento mundial urbano está ocurriendo en tugurios.

6.11 Grupos con mayor riesgo de impactos en la salud por el transporte

Los grupos de mayores riesgos son los niños, ancianos y discapacitados. Los peatones y ciclistas tienen más tasa de lesiones que los ocupantes de vehículos.

El caminar y andar en bicicleta es generalmente gratis o de bajo costo, mientras el motorizado sobretodo vehículos privados es más costoso.

Las nuevas tecnologías en los vehículos que reducen los contaminantes son de altos costos entonces los últimos beneficiados serían la gente de bajo ingresos. Los vehículos viejos que producen una mayor contaminación son llevados a los países en desarrollo. La venta de estos vehículos facilita la exportación a los países de bajo ingresos produciendo contaminantes al aire y que aumente las lesiones entre los ciudadanos.

6.12 Panorama regional de impactos en la salud por el transporte

DORA (2011)

Las enfermedades no transmisibles son actualmente la principal causa de muerte en la mayoría de países desarrollados, aunque en términos absolutos, el 80% de muertes por ENT (enfermedades no transmisibles) están ahora ocurriendo en países de ingreso bajos y medios, quienes también están experimentando un aumento en la ENT. Para el año 2030, se espera que las ENT causen alrededor de tres cuartas partes de todas las muertes en el mundo (p. 16).

El uso de la bicicleta ayuda a prevenir muchas enfermedades ENT, incluyendo enfermedades coronarias, accidentes cerebro vascular, diabetes tipo 2 y algunos tipos de cáncer.

6.13 Países de la organización por la cooperación y el desarrollo Económico (OCDE)

El producto interno bruto (PIB) está asociado con el incremento del uso y propiedad del vehículo. Solo alrededor del 50% de los viajes son realizados en Europa Occidental en comparación con el 90% de EEUU. El andar en bicicleta puede alcanzar hasta un 25-30% de los viajes en ciudades de Europa Occidental.

Tras 30 años de experiencia con las regulaciones del aire, mejoras en tecnología de los vehículos, uso del transporte, trenes, aceras y bicicletas han disminuido la contaminación de Europa y en otras ciudades la ha estabilizado.

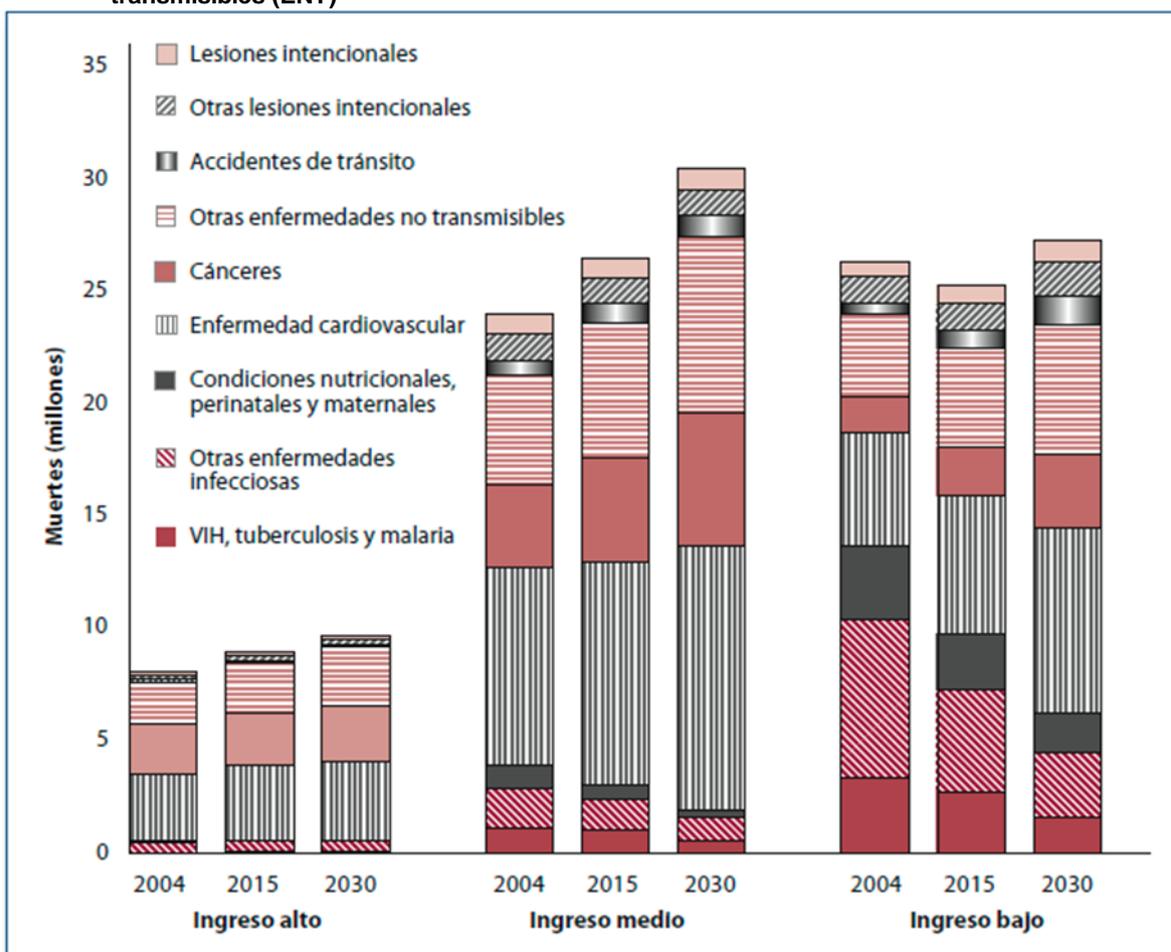
Las emisiones de material particulado han disminuido en un 30 % desde 1990-2007 en los países miembros (EEE).

6.14 Países en desarrollo

Los países en desarrollo su desplazamiento en automóviles representan solo el 15-30% del total de los viajes urbanos. Para el año 2030 el número de vehículos en los países en desarrollo superaran al de los países desarrollados. El número de vehículos livianos de trabajo aumentaran para el 2050 siendo los países en desarrollo los de mayor demanda.

Estos aumentos son asociados con el incremento en las emisiones de contaminantes del aire urbano y de los gases del cambio climático, incremento en traumatismo causado por el tránsito y poca actividad física.

Figura 8: Proyección de muertes según causa en países de altos, medios y bajos ingresos. La mayoría de muertes son debido a enfermedades cardiovasculares, cáncer y otras enfermedades no transmisibles (ENT)



Fuente: Dora modulo 5g transporte sostenible y salud figura 13 pag. 17

Tabla 37: Crecimiento en el transporte en países desarrollados y en desarrollo

Indicador	OCDE (1980-1995)	OCDE (1995-2010)	NO-OCDE (1995-2010)
Población	+13%	+8%	+24%
PIB	+44%	+35%	+123%
Parque vehicular	+50%	+33%	+76%
Kilómetros-vehículos recorridos (VKT)	+65%	+42%	+70%
Combustible para transporte	+37%	+21%	+55%

Fuente: Dora módulo 5 transporte sostenible y salud cuadro 4 pág. 18

Capítulo 7

7.0 Volumen del tránsito en la ciudad de Guayaquil y estadísticas del crecimiento mundial del parque automotor

El parque automotor en Guayaquil se ha incrementado desde el 2001 hasta el 2009 en un 4 y 16% (fuente: Datos de la CTG reporte 2009 (www.cte.gob.ec), influencia de tráfico en Guayaquil).

Ya obtenidos los datos necesario del trabajo realizado sobre las intersecciones en el centro-comercial de la ciudad de Guayaquil podemos ver las variaciones del volumen del tránsito diario y horario.

También daremos a conocer estadísticas mundiales del crecimiento del parque automotor a nivel mundial.

7.1 Volumen horario en la ciudad de Guayaquil

La hora pico del centro-comercial de Guayaquil se obtuvo grabando 12 horas consecutivas en la intersección 9 de octubre y Chimborazo arrojando que la hora de máxima demanda se encuentra 16h00 y 18h00 del día. Como ya se mencionó anteriormente se asumió que para todas las intersecciones la hora pico es la misma 16h15 a 17h15.

En el siguiente cuadro se darán a conocer los días en que se grabó las intersecciones.

Tabla 38: día de grabaciones de las intersecciones

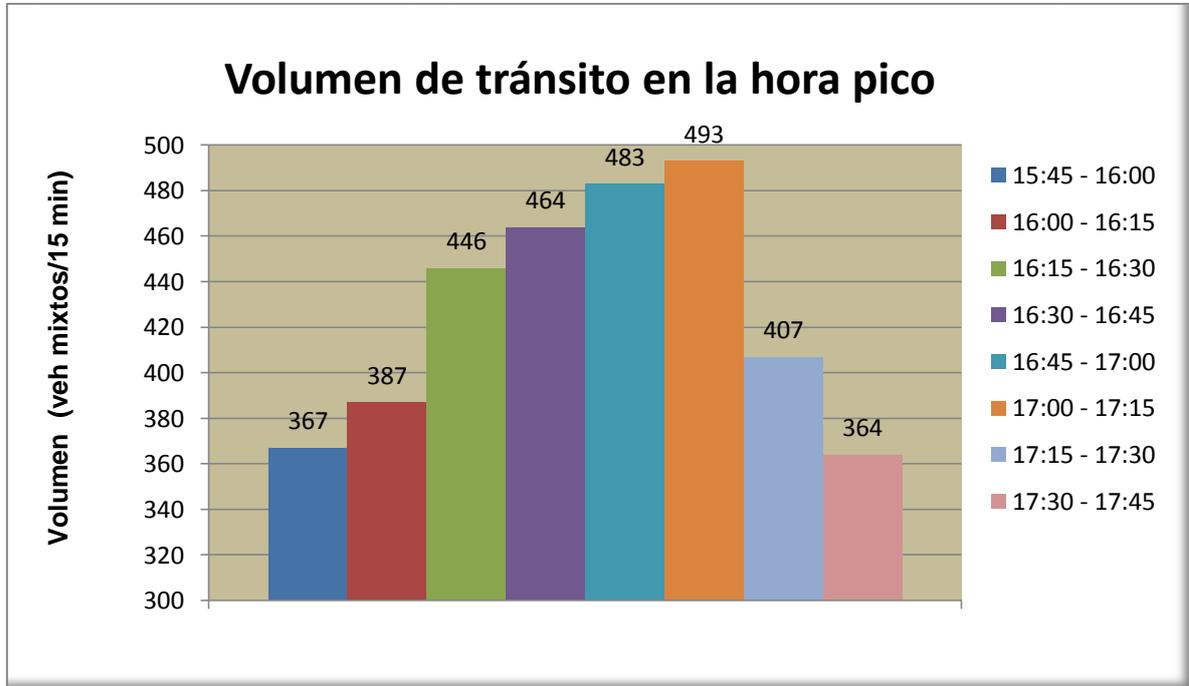
Día*	Intersección
lunes	Av. Chimborazo y Aguirre Abad
Martes	Av. Chimborazo y Luque
Miércoles	Av. Chimborazo y 9 de octubre
Jueves	Av. Chile y Aguirre Abad
viernes	Av. Tungurahua y 9 de octubre

*: Las intersecciones con bloqueo y sin el bloqueo fueron grabadas el mismo día pero en diferentes semanas.

7.1.1 Volúmenes horarios sin bloqueo

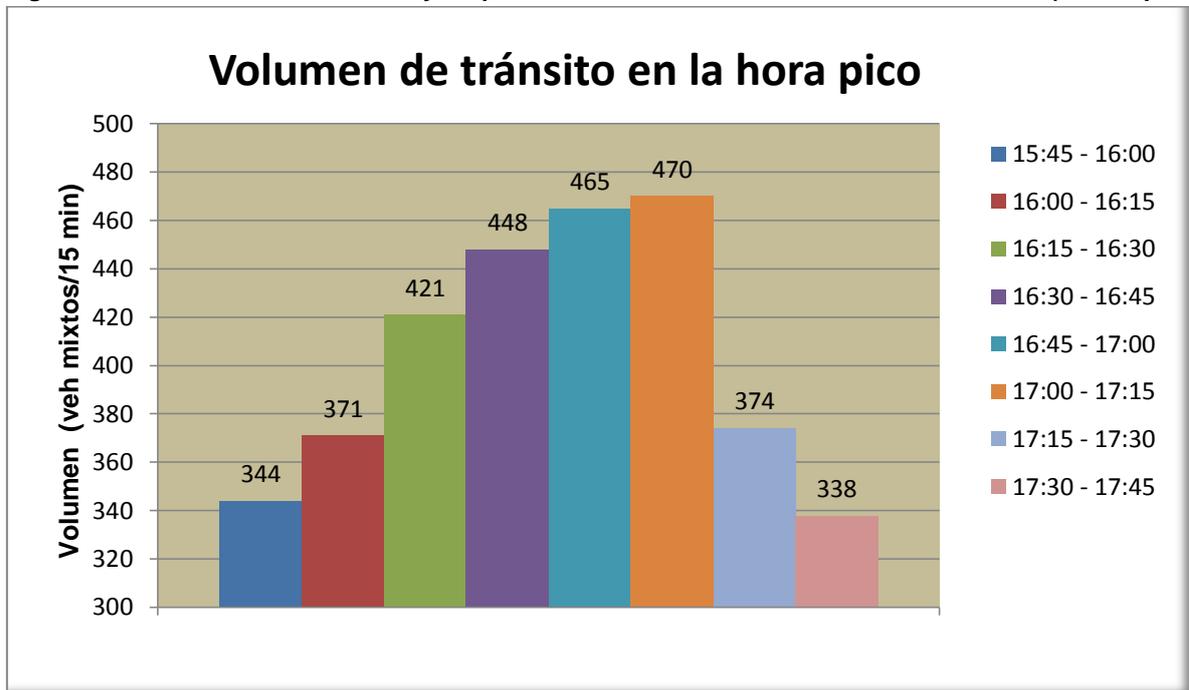
A continuación veremos las variaciones del tráfico en el día de las intersecciones analizadas sin el bloqueo. Aquí podemos observar que el mayor flujo de vehículos se produce en el intervalo de 17h00 a 17h15.

Figura 9: Intersección Chimborazo y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)



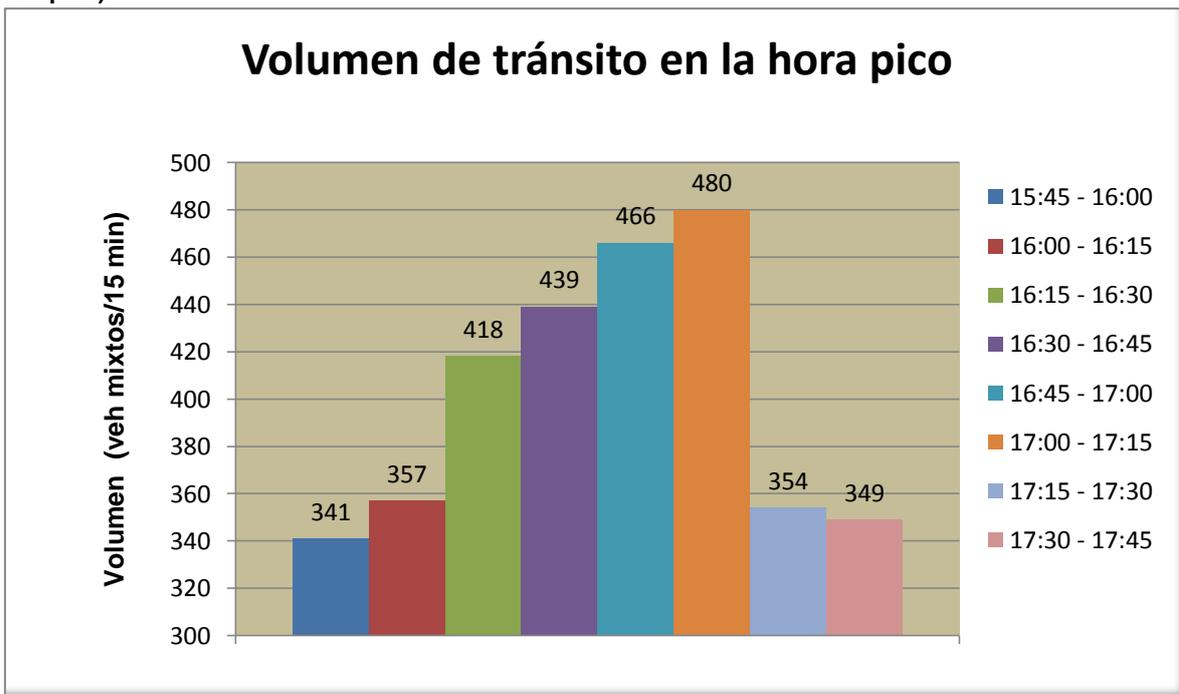
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 10: Intersección Chimborazo y Luque volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)



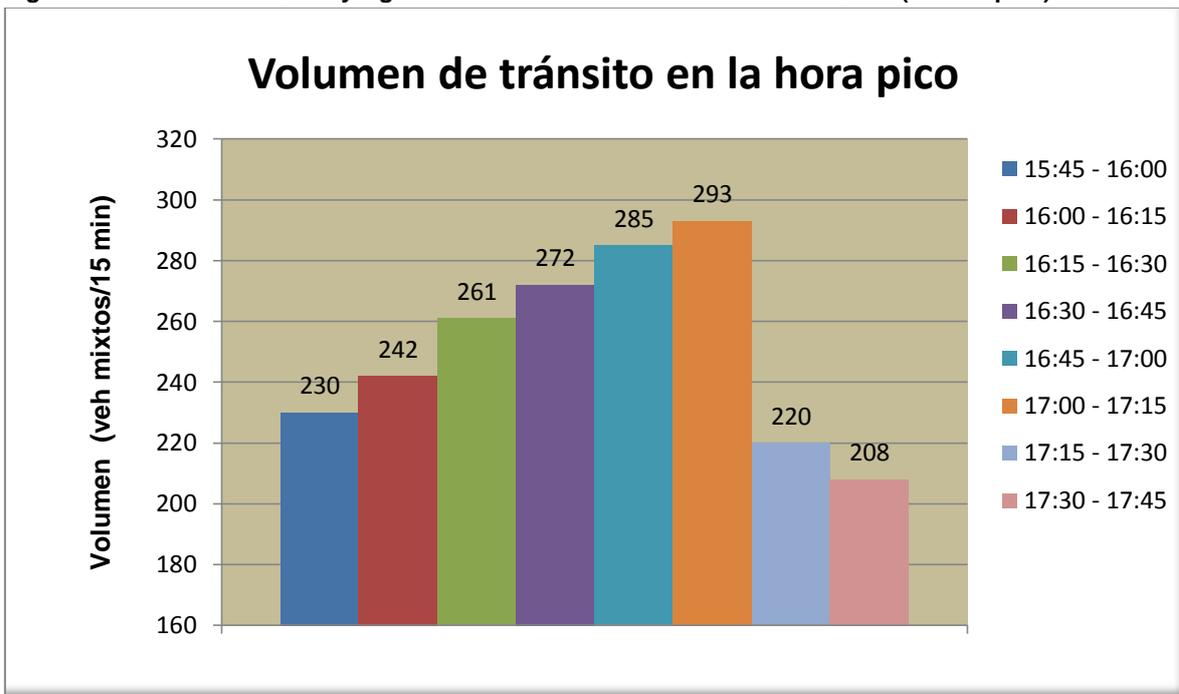
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 11: Intersección Chimborazo y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (sin bloqueo)



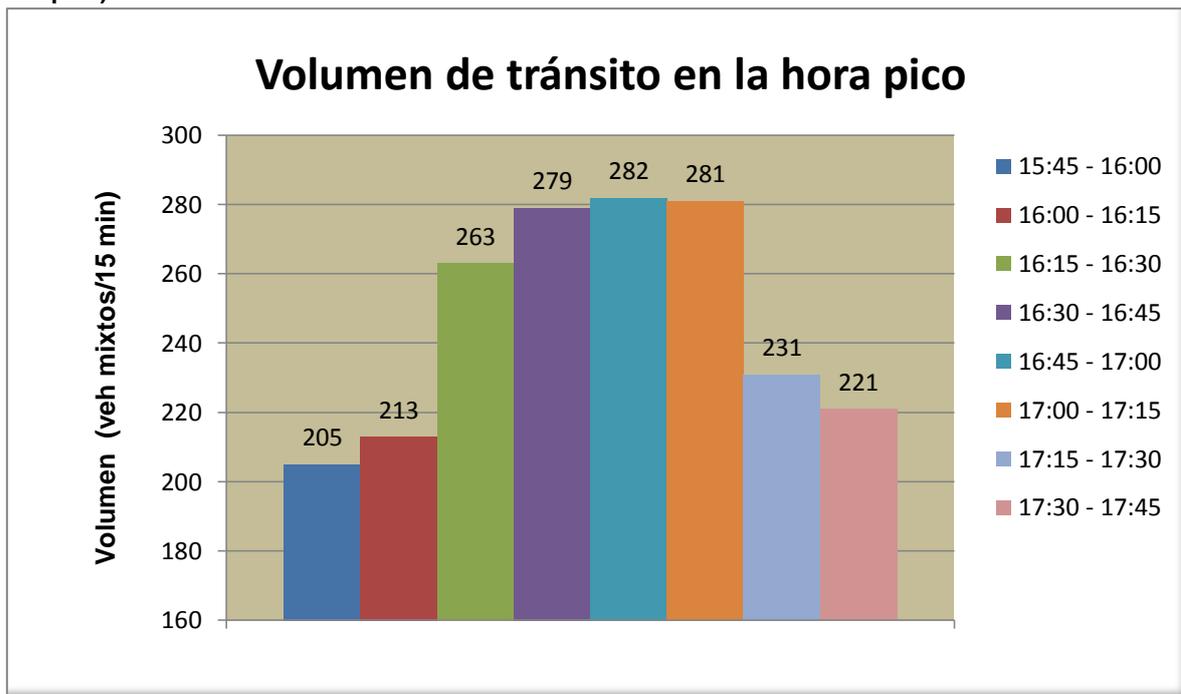
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 12: Intersección Chile y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chile (sin bloqueo)



Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 13: Intersección Tungurahua y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle 9 de octubre (sin bloqueo)

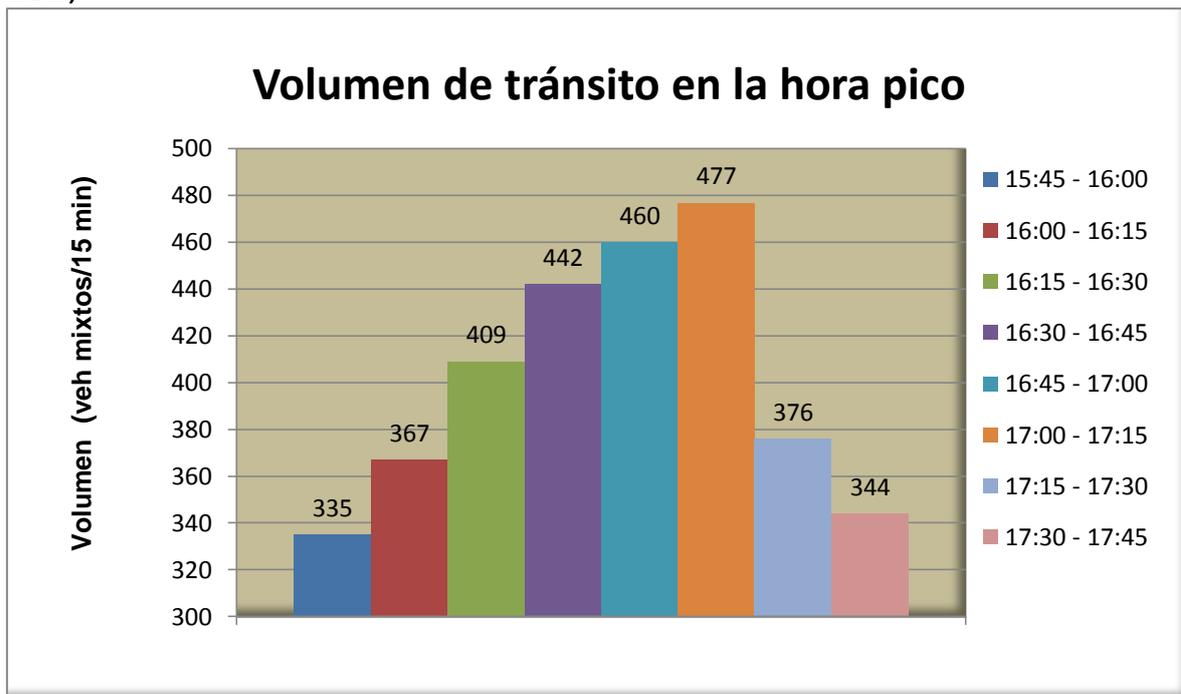


Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

7.1.2 Volúmenes horarios con bloqueo

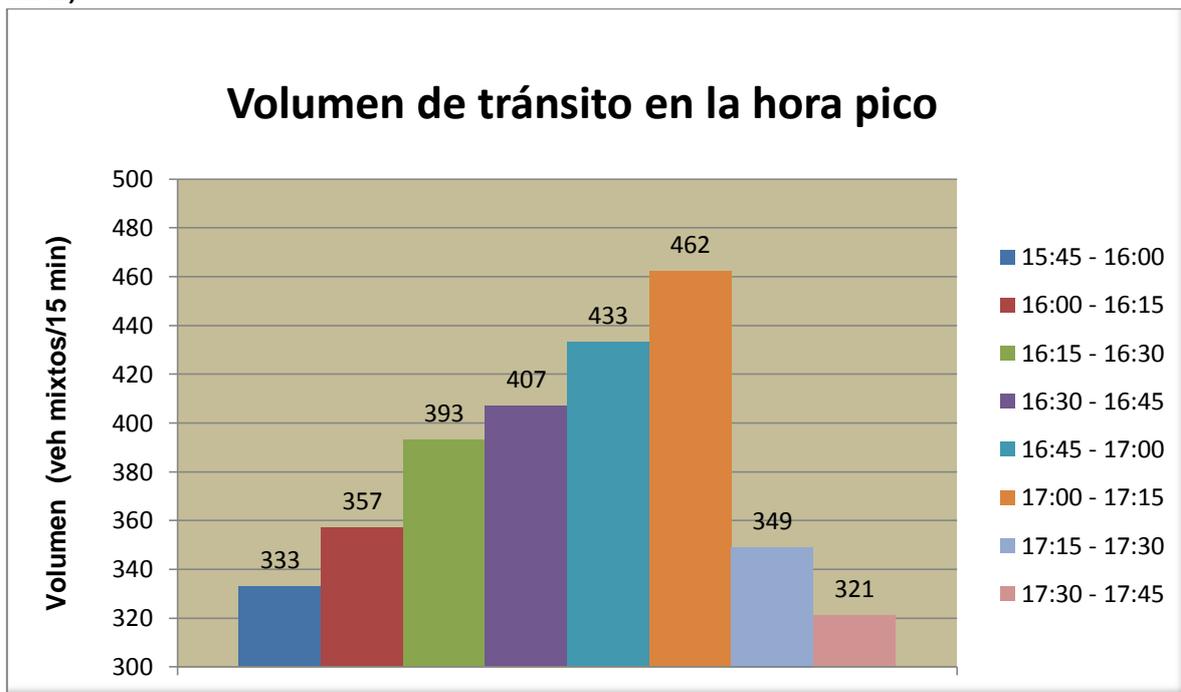
Igualmente como en los anteriores grafico el intervalo de mayor flujo vehicular es el de 17h00 a 17h15. Las disminuciones del flujo en las avenidas de 3 carriles fueron no mayor del 8% solo en los caso de dos carriles se obtuvo reducciones significativas de hasta 16%.

Figura 14: Intersección Chimborazo y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)



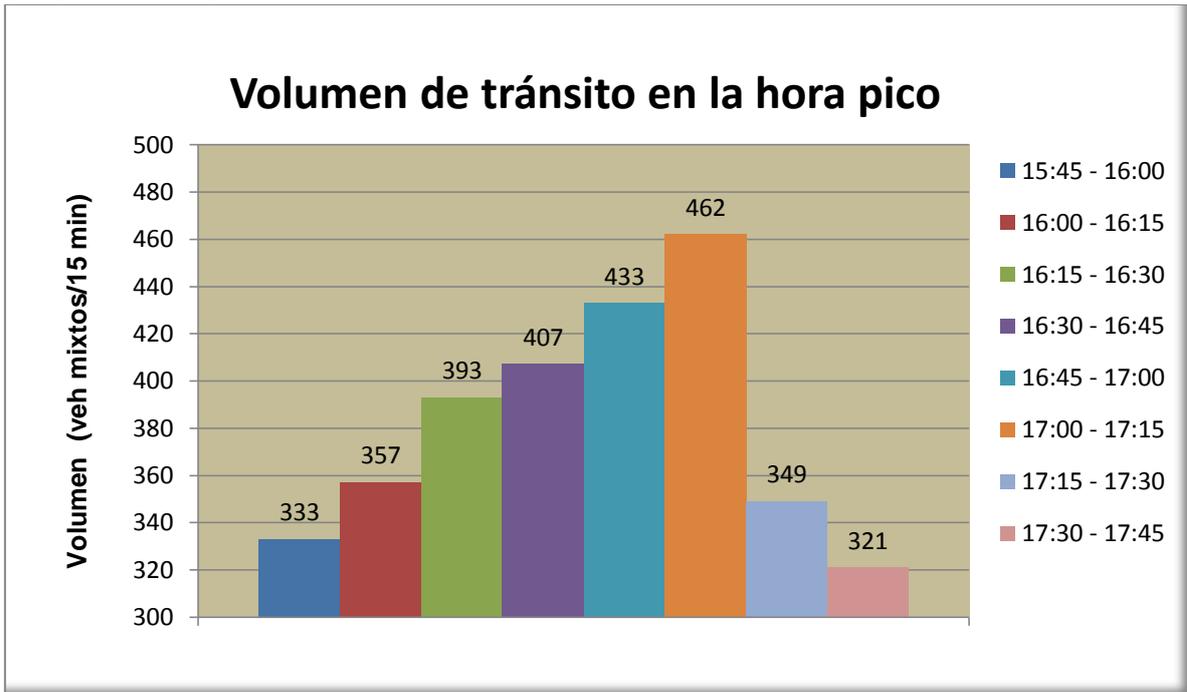
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 15: Intersección Chimborazo y Luque volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)



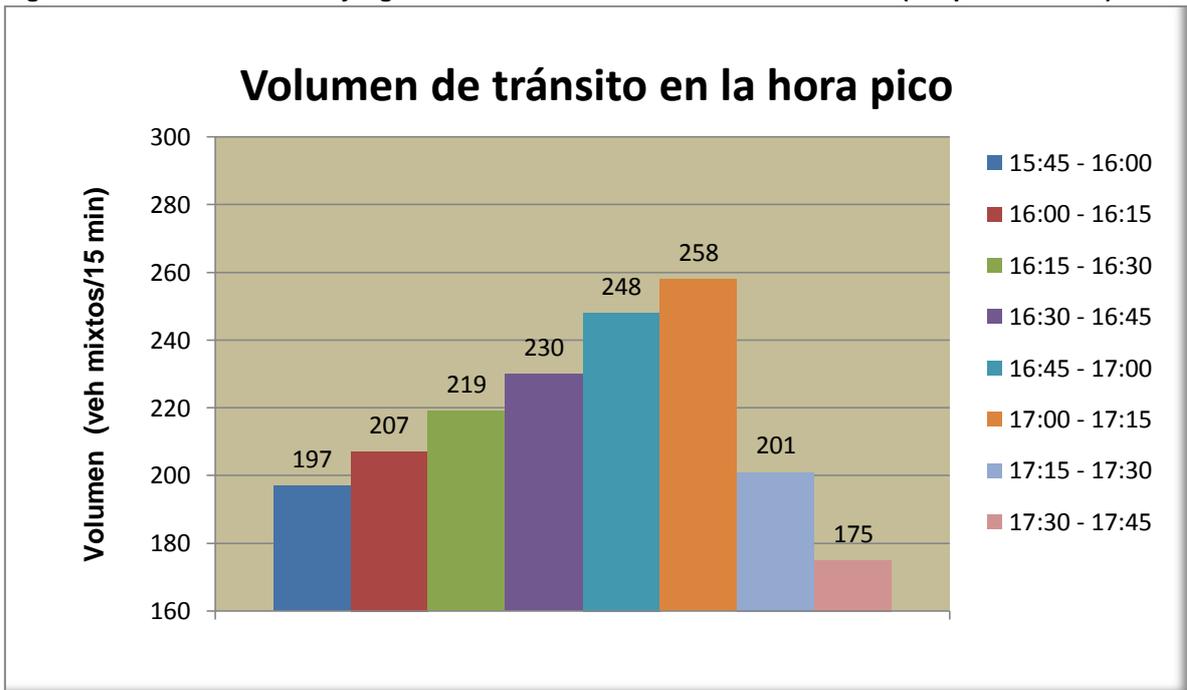
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 16: Intersección Chimborazo y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle Chimborazo (bloqueo de 1.2 m)



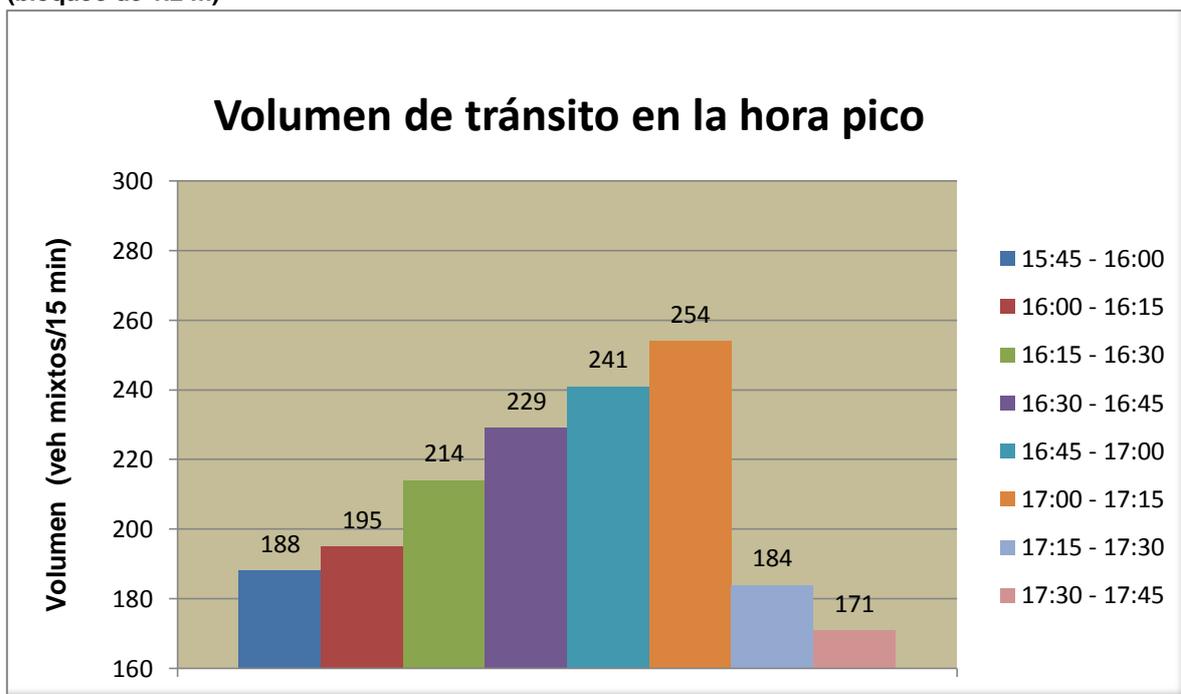
Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 17: Intersección Chile y Aguirre volumen de vehículos de la calle Chile (bloqueo de 1.2 m)



Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Figura 18: Intersección Tungurahua y 9 de octubre volumen de vehículos de la calle 9 de octubre (bloqueo de 1.2 m)



Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

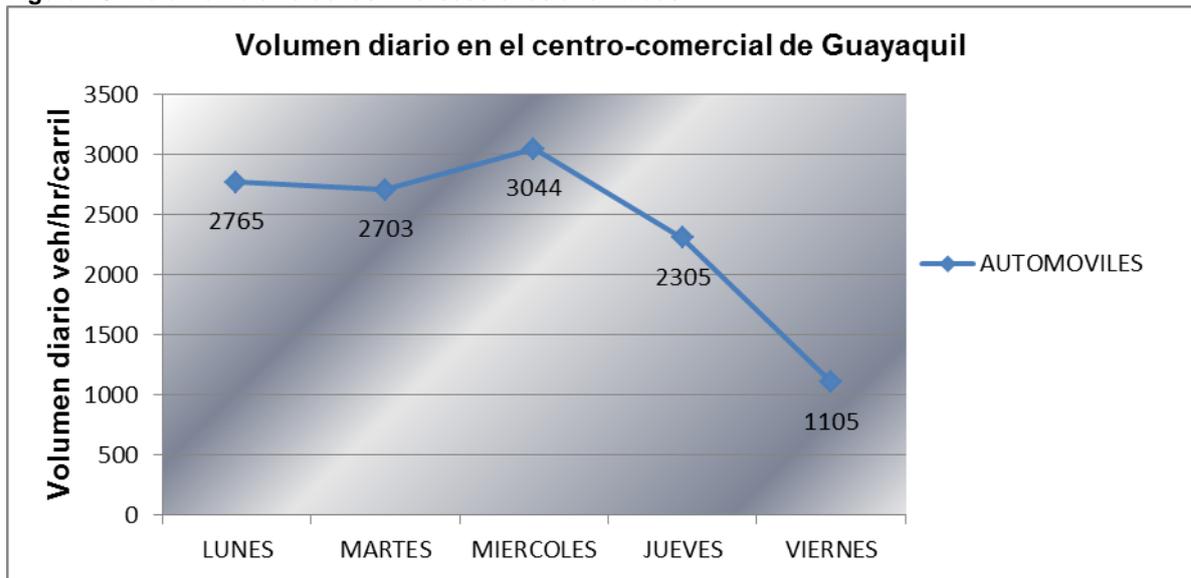
7.2 Volumen diario en el centro-comercial de Guayaquil

En el siguiente grafico veremos la variación del flujo vehicular en la semana donde la gran mayoría son vehículos livianos. Primero comenzaremos con el flujo diario sin bloqueo y luego sin bloqueo para observar el comportamiento del tránsito en los dos casos mencionados.

7.2.1 Volumen diario sin bloqueo

En el caso del volumen diario sin bloqueo podemos observar que el día de mayor demanda fue el miércoles siendo la intersección con más flujo Av. Chimborazo y 9 de octubre.

Figura 19: Volumen diario de las intersecciones analizadas

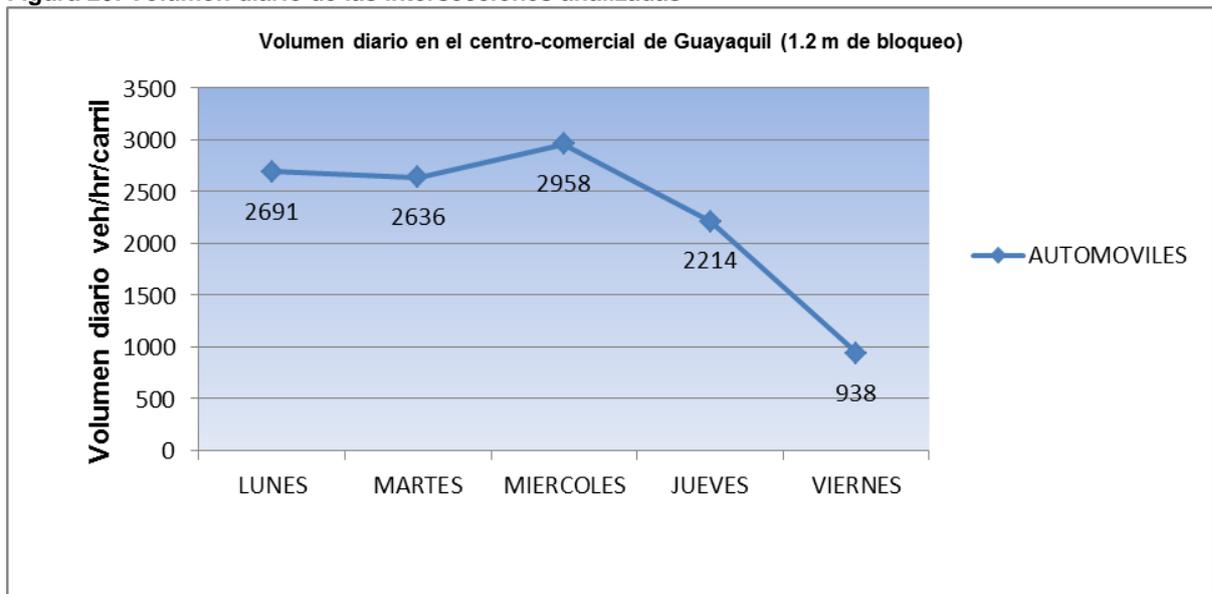


Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

7.2.2 Volumen diario (bloqueo de 1.2 metro)

En el caso del volumen diario con 1 metro de bloqueo podemos observar que el día de mayor demanda fue el miércoles. A pesar de la reducción en todas las intersecciones nuevamente la intersección con más flujo es la Av. Chimborazo y 9 de octubre.

Figura 20: Volumen diario de las intersecciones analizadas



Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

7.3 ESTADÍSTICA DEL PARQUE AUTOMOTOR A NIVEL MUNDIAL

A nivel mundial el crecimiento del parque automotor también perjudica a los países desarrollados a pesar de todas las medidas de seguridad que poseen como ya se mencionó en el capítulo 6.

Observaremos que el crecimiento a nivel mundial es mayor en Europa y América del Norte hasta el 2004.

Tabla 39: Evolución del número de automóviles en el mundo

Año	Numero de automóviles en el mundo
1939	44629284
1950	63242895
1960	121541265
1961	129383214
1963	147572967
1964	161752885
1975	320841457
1989	406270606
1997	509130000
1998	500740000
1999	541900000
2000	562100000
2001	541060000
2002	556390000
2003	579170000
2004	610300000

Fuente: Cal y Mayor ingeniería en tránsito tabla 5.1 pág. 77

Conclusiones

- **Comparación de los resultados de campo y valor teórico del HCM 2010**

En el siguiente cuadro comparamos la capacidad en campo con la teórica del HCM 2010. Observamos que las diferencias entre ambas capacidad son mínimas por lo tanto se determina que el uso del HCM 2010 es viable para las calles de Guayaquil.

Tabla 40: diferencia entre capacidad de campo y capacidad teórica

Intersecciones	calle	Capacidad en campo	Capacidad teórica	Diferencia entre capacidad en campo y la capacidad teórica
Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	1887	1791	5.36%
Chimborazo y Luque	Chimborazo	1806	1718	5.12%
Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	1817	1764	3.00%
Chile y Aguirre	Chile	1111	1058	5.01%
Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	1105	1128	2.04%

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

- **Movilidad en el centro de Guayaquil**

En el siguiente cuadro con la disminución de 1.2m de carril observamos que la movilidad mejoraría entre 31.23% y 33.46% con el uso de la bicicleta comparado con el uso de vehículos livianos. Con estos valores podemos determinar que para vías de 3 carriles es factible y muy beneficioso para la movilidad del centro comercial de Guayaquil construir un carril para el uso de la bicicleta y poder disminuir el congestionamiento vehicular producido por las altas demoras.

Tabla 41: Incremento de movilidad en vías de 3 carriles

Intersección	Calle	Número de vehículos	Número de vehículos con disminución de carril de (1.2 m)	Afectación del flujo de vehículos en (%)	Capacidad (bicicletas/h) 1.2m	Promedio internacional de uso de personas por vehículos	Incremento de movilidad en el carril de bicicleta (%)
Chimborazo y Aguirre	Chimborazo	1887	1788	5.20	876	1.2	33.43
Chimborazo y Luque	Chimborazo	1823	1694	7.08	838	1.2	31.23
Chimborazo y 9 de octubre	Chimborazo	1817	1695	6.77	876	1.2	33.46

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

Con la disminución del carril observamos que la movilidad mejoraría con el uso de la bicicleta hasta un 50.24% en comparación con el uso exclusivo de vehículos livianos. Con estos resultados habría una mejora en el flujo vehicular.

Tabla 42: Incremento de movilidad en vías de 2 carriles

Intersección	Calle	Número de vehículos	Número de vehículos con disminución de carril de (1.2 m)	Afectación del flujo de vehículos en (%)	Capacidad (bicicletas/h) 1.2m	Promedio internacional de uso de personas por vehículos	Incremento de movilidad en el carril de bicicleta (%)
Chile y Aguirre	Chile	1111	955	14.04	857	1.2	50.24
Tungurahua y 9 de octubre	9 de octubre	1105	938	15.11	844	1.2	48.54

Fuente: datos obtenidos durante la realización de este trabajo

- En la salud personal la instalación de un carril para la bicicleta ayudaría a la mejora en la parte física de las personas debido al ejercicio que harían al transportarse en una bicicleta durante un tiempo determinado diariamente.
- En el plano ambiental se produciría una mejora en la calidad del aire al reducir los gases tóxicos producidos por el transporte motorizado y reduciría el ruido debido al mal uso del claxon.

Recomendación

En la calle Chile existe parqueo de ambos lados, para que no interfiera con la movilidad de la bicicleta y se produzcan posibles accidentes se sugiere que se elimine el parqueo del sentido sur en dirección del río Guayas.

Bibliografía

Transportation Research Board. (2000) ***Highway Capacity Manual***

Transportation Research Board. (2010) ***Highway Capacity Manual***

Dora,C.(2011) *Modulo 5g Transporte Urbano y Salud*, Alemania: Domink Schmid

Cal y Mayor, R & Cárdenas, J.(2007) *Ingeniería de Transito:*

Fundamentos y aplicaciones.(8th ed.), México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V

Institute of Transportation Engineers. (2010) *Traffic Engineering*

Handbook. (6th ed.), USA

Institute of Transportation Engineers. (2010) *Designing Walkable Urban Thoroughfares: A Context Sensitive Approach.* (USA)

Anexos

El conteo de cada intersección se muestra en las siguientes tablas, donde se determina la hora pico y el volumen de vehículos correspondiente ha dicho periodo.

Conteos de las grabaciones vehiculares obtenidas en campo sin disminución de carril.

Intersecciones

Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Luque y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chile.

Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.

1) Conteos de la intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO	
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT				
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV										
15:45	16:00	56	0	307	2	0	0	0	0	88	1	61	2	56	311	0	0	90	65	522	522	15:00-16:00
16:00	16:15	64	0	321	1	0	0	0	0	91	1	65	2	64	323	0	0	93	69	549	1071	15:15-16:15
16:15	16:30	81	3	349	5	0	0	0	0	122	4	70	2	87	359	0	0	130	74	650	1721	15:30-16:30
16:30	16:45	86	4	362	4	0	0	0	0	128	4	75	1	94	370	0	0	136	77	677	2398	15:45-16:45
16:45	17:00	90	5	371	6	0	0	0	0	135	2	83	2	100	383	0	0	139	87	709	2585	16:00-17:00
17:00	17:15	95	5	382	3	0	0	0	0	138	2	92	1	105	388	0	0	142	94	729	2765	16:15-17:15
17:15	17:30	70	1	333	1	0	0	0	0	75	1	49	1	72	335	0	0	77	51	535	2650	16:30-17:30
17:30	17:45	61	0	301	1	0	0	0	0	63	1	41	1	61	303	0	0	65	43	472	2445	16:45-17:45

E= 2

FECHA	Chimborazo						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2							
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT					
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV											
16:15	16:30	81	3	349	5	0	0	0	0	122	4	70	2	87	359	0	0	130	74				
16:30	16:45	86	4	362	4	0	0	0	0	128	4	75	1	94	370	0	0	136	77				
16:45	17:00	90	5	371	6	0	0	0	0	135	2	83	2	100	383	0	0	139	87				
17:00	17:15	95	5	382	3	0	0	0	0	138	2	92	1	105	388	0	0	142	94				
												386	1500	0	0	547	332						
												1886			879								

2) Conteos de la intersección Av. Luque y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						Luque						EQUIVALENTE C.1		EQUIVALENTE C.2		TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO		
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF				TH	RT
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	0	0	299	2	39	1	14	0	145	1	0	0	0	303	41	14	147	0	505	505	15:00-16:00
16:00	0	0	324	1	45	0	20	0	156	1	0	0	0	326	45	20	158	0	549	1054	15:15-16:15
16:15	0	0	345	5	60	3	31	0	177	2	0	0	0	355	66	31	181	0	633	1687	15:30-16:30
16:30	0	0	361	5	71	3	35	0	179	2	0	0	0	371	77	35	183	0	666	2353	15:45-16:45
16:45	0	0	371	3	82	3	41	0	185	2	0	0	0	377	88	41	189	0	695	2543	16:00-17:00
17:00	0	0	379	2	83	2	51	0	182	2	0	0	0	383	87	51	186	0	707	2701	16:15-17:15
17:15	0	0	315	1	57	0	26	0	166	1	0	0	0	317	57	26	168	0	588	2636	16:30-17:30
17:30	0	0	291	1	45	0	19	0	152	0	0	0	0	293	45	19	152	0	509	2479	16:45-17:45

E= 2

FECHA	Chimborazo						Luque						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2					
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
16:15	0	0	345	5	60	3	31	0	177	2	0	0	0	355	66	31	181	0			
16:30	0	0	361	5	71	3	35	0	179	2	0	0	0	371	77	35	183	0			
16:45	0	0	371	3	82	3	41	0	185	2	0	0	0	377	88	41	189	0			
17:00	0	0	379	3	83	2	51	0	182	2	0	0	0	385	87	51	186	0			
												0	1488	318	158	739	0				
												0	1806		897						

3) Conteos de la intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO		
	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV				LEFT VL	THROUGH HV
15:45-16:00	0	0	288	2	47	1	33	0	201	1	0	0	0	0	292	49	33	203	0	577	577	15:00-16:00	
16:00-16:15	0	0	301	1	52	1	41	0	214	1	0	0	0	0	303	54	41	216	0	614	1191	15:15-16:15	
16:15-16:30	0	0	345	3	61	3	48	1	231	2	0	0	0	0	351	67	50	235	0	703	1894	15:30-16:30	
16:30-16:45	0	0	361	3	68	2	55	1	238	3	0	0	0	0	367	72	57	244	0	740	2634	15:45-16:45	
16:45-17:00	0	0	375	4	75	4	63	2	249	2	0	0	0	0	383	83	67	253	0	786	2843	16:00-17:00	
17:00-17:15	0	0	385	3	85	2	64	1	251	2	0	0	0	0	391	89	66	255	0	801	3030	16:15-17:15	
17:15-17:30	0	0	320	1	30	1	23	1	201	1	0	0	0	0	322	32	25	203	0	582	2909	16:30-17:30	
17:30-17:45	0	0	316	1	29	1	11	0	185	0	0	0	0	0	318	31	11	185	0	545	2714	16:45-17:45	

E= 2

Chimborazo y 9 de octubre												EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO		
FECHA	Chimborazo						9 de octubre						LF	TH	RT	LF	TH				RT	
	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV						RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL		THROUGH HV
16:15-16:30	0	0	345	4	61	3	48	1	231	2	0	0	0	0	353	67	50	235	0	577	577	15:00-16:00
16:30-16:45	0	0	361	5	68	2	55	1	238	3	0	0	0	0	371	72	57	244	0	614	1191	15:15-16:15
16:45-17:00	0	0	375	5	75	4	63	2	249	2	0	0	0	0	385	83	67	253	0	703	1894	15:30-16:30
17:00-17:15	0	0	385	6	85	2	64	1	251	2	0	0	0	0	397	89	66	255	0	786	2843	16:00-17:00
												0	1506	311	240	987	0					
												1817	1227									

4) Conteos de la intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chile.

FECHA	Chile						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	16:00	0	0	167	2	57	1	105	1	132	1	0	0	171	59	107	134	0	471	471	15:00-16:00
16:00	16:15	0	0	173	1	65	1	111	1	146	1	0	0	175	67	113	148	0	503	974	15:15-16:15
16:15	16:30	0	0	185	2	70	1	118	3	151	2	0	0	189	72	124	155	0	540	1514	15:30-16:30
16:30	16:45	0	0	190	3	74	1	123	4	156	2	0	0	196	76	131	160	0	563	2077	15:45-16:45
16:45	17:00	0	0	196	3	79	2	128	2	169	2	0	0	202	83	132	173	0	590	2196	16:00-17:00
17:00	17:15	0	0	204	1	83	2	132	1	181	2	0	0	206	87	134	185	0	612	2305	16:15-17:15
17:15	17:30	0	0	181	1	35	1	78	0	120	1	0	0	183	37	78	122	0	420	2185	16:30-17:30
17:30	17:45	0	0	175	1	29	1	57	1	89	0	0	0	177	31	59	89	0	356	1978	16:45-17:45

E_f = 2

FECHA	Chile						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2								
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT						
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV												
16:15	16:30	0	0	185	2	70	1	118	3	151	2	0	0	189	72	124	155	0	0	189	72	124	155	0
16:30	16:45	0	0	190	3	74	1	123	4	156	2	0	0	196	76	131	160	0	0	196	76	131	160	0
16:45	17:00	0	0	196	3	79	2	128	2	169	2	0	0	202	83	132	173	0	0	202	83	132	173	0
17:00	17:15	0	0	204	1	83	2	132	1	181	2	0	0	206	87	134	185	0	0	206	87	134	185	0
												0	733	318	521	673	0							
												1111			1194									

5) Conteos de la intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.

FECHA	Tungurahua						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	203	1	0	0	0	0	0	0	205	0	205	15:00-16:00
16:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	214	1	0	0	0	0	0	0	213	0	213	15:15-16:15
16:15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	255	4	0	0	0	0	0	0	263	0	263	15:30-16:30
16:30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	263	8	0	0	0	0	0	0	279	0	279	15:45-16:45
16:45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	270	6	0	0	0	0	0	0	282	0	282	16:00-17:00
17:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	273	4	0	0	0	0	0	0	281	0	281	16:15-17:15
17:15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	229	1	0	0	0	0	0	0	231	0	231	16:30-17:30
17:30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	221	0	0	0	0	0	0	0	221	0	221	16:45-17:45

Ef= 2

		Tungurahua y 9 de octubre						EQUIVALENTE C.1						EQUIVALENTE C.2						
FECHA	Tungurahua						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2				
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT		
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV								
16:15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	255	4	0	0	0	0	0	0	263	0	263
16:30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	263	8	0	0	0	0	0	0	279	0	279
16:45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	270	6	0	0	0	0	0	0	282	0	282
17:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	273	4	0	0	0	0	0	0	281	0	281
								0						1105						
		0						1105						0						

Conteos de las grabaciones vehiculares obtenidas en campo con disminución de carril (1.2 metro).

Intersecciones

Intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Luque y Av. Chimborazo.

Intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chile.

Intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.

1) Conteos de la intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	16:00	56	0	275	2	0	0	0	84	1	66	2	56	279	0	0	86	70	491	491	15:00-16:00
16:00	16:15	64	0	301	1	0	0	0	98	1	71	2	64	303	0	0	100	75	542	1033	15:15-16:15
16:15	16:30	73	1	330	2	0	0	0	126	2	73	1	75	334	0	0	130	75	614	1647	15:30-16:30
16:30	16:45	85	2	351	1	0	0	0	132	2	76	1	89	353	0	0	136	78	656	2303	15:45-16:45
16:45	17:00	88	1	364	3	0	0	0	141	1	85	3	90	370	0	0	143	91	694	2506	16:00-17:00
17:00	17:15	96	1	377	1	0	0	0	147	3	95	1	98	379	0	0	153	97	727	2691	16:15-17:15
17:15	17:30	45	1	327	1	0	0	0	79	1	60	1	47	329	0	0	81	62	519	2596	16:30-17:30
17:30	17:45	31	0	311	1	0	0	0	68	1	55	1	31	313	0	0	70	57	471	2411	16:45-17:45

E= 2

FECHA	Chimborazo						Aguirre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2					
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
16:15	16:30	73	1	330	2	0	0	0	126	2	73	1	75	334	0	0	130	75			
16:30	16:45	85	2	351	1	0	0	0	132	2	76	1	89	353	0	0	136	78			
16:45	17:00	88	1	364	3	0	0	0	141	1	85	3	90	370	0	0	143	91			
17:00	17:15	96	1	377	1	0	0	0	147	3	95	1	98	379	0	0	153	97			
												352	1436	0	0	562	341				
												1788			903						

2) Conteos de la intersección Av. Luque y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						Luque						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	0	0	289	2	32	0	21	0	154	1	0	0	0	293	32	21	156	0	502	502	15:00-16:00
16:00	0	0	296	1	41	0	28	0	175	1	0	0	0	298	41	28	177	0	544	1046	15:15-16:15
16:15	0	0	331	2	57	0	39	0	181	1	0	0	0	335	57	39	183	0	614	1660	15:30-16:30
16:30	0	0	331	3	61	1	43	0	184	0	0	0	0	337	63	43	184	0	627	2287	15:45-16:45
00:00	0	0	358	2	72	1	51	0	189	1	0	0	0	362	74	51	191	0	678	2463	16:00-17:00
17:00	0	0	366	2	81	2	65	0	193	1	0	0	0	370	85	65	195	0	715	2634	16:15-17:15
17:15	0	0	311	1	64	0	32	0	165	1	0	0	0	313	64	32	167	0	576	2396	16:30-17:30
17:30	0	0	306	1	51	0	25	0	145	0	0	0	0	308	51	25	145	0	529	2498	16:45-17:45

E= 2

FECHA	Chimborazo						Luque						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2					
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
16:15	0	0	331	2	57	0	39	0	181	1	0	0	0	335	57	39	183	0			
16:30	0	0	331	3	61	1	43	0	184	0	0	0	0	337	63	43	184	0			
16:45	0	0	358	2	72	1	51	0	189	1	0	0	0	362	74	51	191	0			
17:00	0	0	366	3	81	2	65	0	193	1	0	0	0	372	85	65	195	0			
												0	1406	279	198	753	0				
												1685			951						

3) Conteos de la intersección Av. 9 de octubre y Av. Chimborazo.

FECHA	Chimborazo						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO		
	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV				LEFT VL	THROUGH HV
15:45	0	0	280	2	47	1	33	0	201	1	0	0	0	0	284	49	33	203	0	569	569	15:00-16:00	
16:00	0	0	301	1	52	1	41	0	214	1	0	0	0	303	54	41	216	0	614	1183	15:15-16:15		
16:15	0	0	325	2	58	3	53	1	234	1	0	0	0	329	64	55	236	0	684	1867	15:30-16:30		
16:30	0	0	339	1	64	1	60	1	241	3	0	0	0	341	66	62	247	0	716	2583	15:45-16:45		
16:45	0	0	351	3	70	3	65	2	254	2	0	0	0	357	76	69	258	0	760	2774	16:00-17:00		
17:00	0	0	378	3	74	2	71	1	289	2	0	0	0	384	78	73	263	0	798	2958	16:15-17:15		
17:15	0	0	315	1	30	1	23	1	201	1	0	0	0	317	32	25	203	0	577	2851	16:30-17:30		
17:30	0	0	296	1	21	1	11	0	185	0	0	0	0	298	23	11	185	0	517	2652	16:45-17:45		

E= 2

Chimborazo y 9 de octubre												EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2							
FECHA	Chimborazo						9 de octubre						LF	TH	RT	LF	TH	RT				
	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV	RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV							RIGHT VL	THROUGH HV	LEFT VL	THROUGH HV
16:15	0	0	325	2	58	3	53	1	234	1	0	0	0	329	64	55	236	0				
16:30	0	0	339	1	64	1	60	1	241	3	0	0	0	341	66	62	247	0				
16:45	0	0	351	3	70	3	65	2	254	2	0	0	0	357	76	69	258	0				
17:00	0	0	378	3	74	2	71	1	259	2	0	0	0	384	78	73	263	0				
												0	1411	284	259	1004	0					
												1695							1263			

4) Conteos de la intersección Av. Aguirre Abad y Av. Chile.

FECHA	Chile						Aguirre						EQUIVALENTE C.1		EQUIVALENTE C.2		TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO		
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF				TH	RT
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45-16:00	0	0	139	2	52	1	105	1	167	1	0	0	0	143	54	107	169	0	473	473	15:00-16:00
16:00-16:15	0	0	145	1	58	1	111	1	170	1	0	0	0	147	60	113	172	0	492	965	15:15-16:15
16:15-16:30	0	0	158	1	59	0	128	0	156	3	0	0	0	160	59	128	162	0	509	1474	15:30-16:30
16:30-16:45	0	0	163	1	63	1	134	2	165	2	0	0	0	165	65	138	169	0	537	2011	15:45-16:45
16:45-17:00	0	0	167	2	71	3	141	1	171	1	0	0	0	171	77	143	173	0	564	2102	16:00-17:00
17:00-17:15	0	0	179	1	75	1	157	1	183	2	0	0	0	181	77	159	187	0	604	2214	16:15-17:15
17:15-17:30	0	0	162	1	35	1	101	0	145	1	0	0	0	164	37	101	147	0	449	2154	16:30-17:30
17:30-17:45	0	0	142	1	29	1	85	1	131	0	0	0	0	144	31	87	131	0	393	2010	16:45-17:45

E= 2

FECHA	Chile						Aguirre						EQUIVALENTE C.1		EQUIVALENTE C.2		TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO				
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF				TH	RT		
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV											
16:15-16:30	0	0	158	1	59	0	128	0	156	3	0	0	0	160	59	128	162	0	473	473	15:00-16:00		
16:30-16:45	0	0	163	1	63	1	134	2	165	2	0	0	0	165	65	138	169	0	509	1474	15:30-16:30		
16:45-17:00	0	0	167	2	71	3	141	1	171	1	0	0	0	171	77	143	173	0	564	2102	16:00-17:00		
17:00-17:15	0	0	179	1	75	1	157	1	183	2	0	0	0	181	77	159	187	0	604	2214	16:15-17:15		
												0	677	278	568	691	0						
												965		1259									

5) Conteos de la intersección Av. Tungurahua y Av. 9 de octubre.

FECHA	Tungurahua						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2			TOTAL EQUIVALENTE	SUMA PARCIAL	HORA PICO
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT			
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV									
15:45	0	0	0	0	0	0	0	0	186	1	0	0	0	0	0	0	188	0	188	15:00-16:00	
16:00	0	0	0	0	0	0	0	0	193	1	0	0	0	0	0	0	195	0	195	15:15-16:15	
16:15	0	0	0	0	0	0	0	0	210	2	0	0	0	0	0	0	214	0	214	15:30-16:30	
16:30	0	0	0	0	0	0	0	0	219	5	0	0	0	0	0	0	229	0	229	15:45-16:45	
16:45	0	0	0	0	0	0	0	0	231	5	0	0	0	0	0	0	241	0	241	16:00-17:00	
17:00	0	0	0	0	0	0	0	0	248	3	0	0	0	0	0	0	254	0	254	16:15-17:15	
17:15	0	0	0	0	0	0	0	0	182	1	0	0	0	0	0	0	184	0	184	16:30-17:30	
17:30	0	0	0	0	0	0	0	0	171	0	0	0	0	0	0	0	171	0	171	16:45-17:45	

E= 2

FECHA	Tungurahua						9 de octubre						EQUIVALENTE C.1			EQUIVALENTE C.2				
	LEFT		THROUGH		RIGHT		LEFT		THROUGH		RIGHT		LF	TH	RT	LF	TH	RT		
	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV	VL	HV								
16:15	0	0	0	0	0	0	0	0	210	2	0	0	0	0	0	0	214	0	214	
16:30	0	0	0	0	0	0	0	0	219	5	0	0	0	0	0	0	229	0	229	
16:45	0	0	0	0	0	0	0	0	231	5	0	0	0	0	0	0	241	0	241	
17:00	0	0	0	0	0	0	0	0	248	3	0	0	0	0	0	0	254	0	254	
17:15	0	0	0	0	0	0	0	0	248	3	0	0	0	0	0	0	254	0	254	
Tungurahua y 9 de octubre												0	0	0	0	938	0	938	0	938
Tungurahua												0	0	0	0	938	0	938	0	938

