



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: MICRO SIMULACIÓN DEL TRÁFICO ACTUAL Y
ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DE LA INTERSECCIÓN EN LA
AV. SIMÓN BOLÍVAR & JUAN BAUTISTA AGUIRRE
APLICANDO EL SOFTWARE PTV VISSIM.

AUTOR: MUÑOZ DÍAZ, CRISTIAN JAVIER

DIRECTOR: ING. CARRIÓN ESTUPIÑÁN, EDUARDO MSC. MBA.

SANGOLQUÍ

2018



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICADO

Certifico que el Proyecto de Titulación “**MICRO SIMULACIÓN DEL TRÁFICO ACTUAL Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DE LA INTERSECCIÓN EN LA AV. SIMÓN BOLÍVAR & JUAN BAUTISTA AGUIRRE APLICANDO EL SOFTWARE PTV VISSIM**”, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo que cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor, **MUÑOZ DÍAZ CRISTIAN JAVIER** para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 24 de Noviembre del 2017

Una firma manuscrita en tinta azul, que parece ser la del Sr. Eduardo Carrión Estupiñán, sobre una línea horizontal.

Ing. Eduardo Carrión Estupiñán MSc. MBA.

DIRECTOR



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, *Muñoz Díaz, Cristian Javier*, con cédula de identidad 171747224-3, declaro que este trabajo de titulación, ***“MICRO SIMULACIÓN DEL TRÁFICO ACTUAL Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DE LA INTERSECCIÓN EN LA AV. SIMÓN BOLÍVAR & JUAN BAUTISTA AGUIRRE APLICANDO EL SOFTWARE PTV VISSIM”***, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 24 de enero del 2018

.....
Cristian Javier Muñoz Díaz

C.C.: 171747224-3



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Muñoz Díaz, Cristian Javier**, con C. I. 171747224-3 autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en su totalidad en el repositorio Institucional el trabajo de titulación **“MICRO SIMULACIÓN DEL TRÁFICO ACTUAL Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN DE LA INTERSECCIÓN EN LA AV. SIMÓN BOLÍVAR & JUAN BAUTISTA AGUIRRE APLICANDO EL SOFTWARE PTV VISSIM”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 24 de enero del 2018

.....
Cristian Javier Muñoz Díaz

C.C.: 171747224-3

DEDICATORIA

El presente Proyecto de Titulación, se lo dedico a mis padres Francisco Muñoz y Mónica Díaz, por la educación, el apoyo, los valores y el amor que he recibido de su parte durante toda mi vida, gracias a ellos he alcanzado esta meta y a los cuales quiero llenar de orgullo. “Dios le pague papi, Dios le pague mami”.

A mis hermanos Juan y Mishelle, quienes han sido mis amigos y con su cariño han sido de gran apoyo para poder realizarme.

A mi abuelita Asunción, gracias a su apoyo y consejos he logrado superarme a lo largo de los años.

A mi abuelita Rosa, por todo el cariño que me brindo en su vida y que desde el cielo me cuida y me guía.

A mi enamorada Vanessa, por todo el amor que me ha dado en estos años, por estar a mi lado en los buenos y los malos momentos, por hacerme feliz, por ser mi fuerza y mi corazón.

Cristian Javier Muñoz Díaz

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por permitirme alcanzar una meta más en mi vida, gracias por todas las bendiciones que he recibido en la vida y por guiarme por el buen camino.

A mis padres Francisco Muñoz y Mónica Díaz, quienes me han apoyado en todo momento y han sido ejemplo de honestidad, sacrificio, dedicación y amor, sin importar el obstáculo.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, a la Carrera de Ingeniería Civil y a los profesores por compartir sus conocimientos, y haber participado en mi formación profesional.

A todos mis amigos con los cuales hemos compartido anécdotas inolvidables a lo largo de la carrera.

A mi director del Proyecto de Titulación, Ing. Eduardo Carrión Estupiñán MSc. MBA., sus conocimientos, sus orientaciones, su manera de trabajar, su persistencia, su paciencia y su motivación han sido fundamentales para mi formación académica.

Cristian Javier Muñoz Díaz

ÍNDICE DE CONTENIDO

CARÁTULA	
CERTIFICADO	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
GLOSARIO	xxi
RESUMEN.....	xxii
ABSTRACT.....	xxiii
CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Historia.....	1
1.1.2 Situación actual.....	2
1.1.3 Objetivo de las políticas de gestión territorial	3
1.1.4 Objetivo estratégico de la movilidad	4
1.1.5 Propósitos del Plan de Movilidad.....	4
1.1.6 Infraestructura de movilidad	4
1.1.7 Lineamientos Estratégicos.....	5
1.1.8 Evolución de la accidentabilidad de tráfico en el DMQ	5
1.1.9 Registro de Accidentes	6
1.2 Objetivo general	7
1.3 Objetivos específicos	7
1.4 Justificación del proyecto.....	8
CAPÍTULO II	9

2.	MARCO TEÓRICO	9
2.1	Sistema vial urbano	9
2.2	Derecho de vía	13
2.3	Intersecciones viales y puntos de conflicto.....	16
2.3.1	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal directo.....	16
2.3.2	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal semidirecto	17
2.3.3	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha	18
2.3.4	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha	19
2.3.5	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha	20
2.3.6	Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha	21
2.3.7	Elementos de las intersecciones. Isletas	22
2.3.8	Intersecciones a nivel. Simples no canalizadas	23
2.3.9	Intersecciones a nivel. Simples canalizadas.....	24
2.3.10	Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De tres tramos	26
2.3.11	Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De cuatro tramos.....	27
2.3.12	Intersección diamante	28
2.3.13	Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De cuatro tramos.....	29
2.3.14	Intersección Semidireccional completo.....	30
2.3.15	Intersección direccional completo.....	30
2.4	Población	31
2.5	Crecimiento vehicular.....	35
2.6	Conteos vehiculares	39
2.7	Cálculo del TPDA	40

2.8	Niveles de servicio	41
2.9	Micro simulación de tráfico	45
2.10	Sistemas de señalización	46
2.11	Highway Development and Management	49
2.12	Evaluación económica	50
2.12.1	Valor Actual Neto (VAN)	50
2.12.2	Tasa Interna de Retorno (TIR)	52
2.12.3	Análisis Coste – Beneficio	53
CAPÍTULO III		55
3.	SOFTWARE DE MICRO SIMULACIÓN	55
3.1	PTV Vissim	55
3.2	Herramientas del software PTV Vissim	55
3.3	Infraestructura del modelo	56
3.3.1	Componentes estáticos	57
3.3.2	Componentes dinámicos	57
3.3.3	Link y conectores	58
3.4	Control del tráfico	59
3.4.1	Intersecciones semaforizadas	59
3.4.2	Intersecciones no semaforizadas	60
3.5	Consideración para el modelo de simulación de tráfico	61
3.5.1	Clasificación de los modelos.	61
3.5.2	Modelo Macroscópico	61
3.5.3	Modelo Mesoscópico	62
3.5.4	Modelo Microscópico	62
3.5.5	Modelos de tiempo discreto.	63
3.5.6	Modelos de eventos	63

3.5.7	Modelos estocásticos	63
3.5.8	Modelo WIEDEMANN.....	63
CAPÍTULO IV.....		66
4.	METODOLOGÍA	66
4.1	Tipo de estudio	66
4.2	Ubicación del proyecto.....	67
4.3	Recopilación de información.....	67
4.3.1	Reconocimiento visual de la zona.....	67
4.3.2	Estudio del tráfico	68
4.3.3	Regulación del semáforo	69
4.3.4	Aforo vehicular.....	74
4.3.5	Proyección de tráfico a futuro.....	88
4.3.6	Tráfico Promedio Diario Anual.....	89
4.3.7	Longitud de cola.....	94
4.3.8	Velocidad promedio.....	96
4.3.9	Aforos peatonales	96
4.4	Condiciones orográficas	97
CAPÍTULO V.....		99
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LA MICRO SIMULACIÓN ACTUAL Y EVALUACIÓN DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.....	99
5.1	Análisis de resultados	99
5.1.1	Sincronización de fases en semáforos	99
5.1.2	Longitud de cola y niveles de servicio en las intersecciones.....	101
5.1.3	Contaminación y consumo de combustible	103
5.2	Huella de carbono.....	108
5.3	Propuestas de Solución.....	110
5.3.1	Alternativa 1: Mejora en los ciclos de semáforos	110

5.3.2	Alternativa 2: Creación de rotonda en la intersección C.....	118
5.3.3	Alternativa 3: Incremento de carril	120
5.3.3.1	Análisis de velocidad promedio	124
5.3.3.2	Análisis de longitudes de cola y niveles de servicio	125
5.3.3.3	Análisis de contaminación y consumo de combustible.....	128
5.3.4	Alternativa 4: Paso deprimido	132
5.3.4.1	Diseño geométrico del Paso deprimido.....	132
5.3.4.2	Análisis de velocidad promedio	139
5.3.5	Análisis de longitudes de cola	141
5.3.6	Análisis de contaminación y consumo de combustible.....	143
CAPÍTULO VI.....		148
6.	EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO.....	148
6.1	ANÁLISIS DE COSTOS	148
6.2	Análisis de beneficios	158
6.2.1	Consumo de combustible	158
6.2.2	Tiempo de viaje	159
6.2.3	Huella de carbono.....	160
6.3	Cálculo del VAN y TIR.....	161
6.4	Relación beneficio costo	168
CAPÍTULO VII		170
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	170
7.1	Conclusiones	170
7.2	Recomendaciones	173
7.3	Referencias	174

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Número de accidentes por parroquia	6
Tabla 2 Especificaciones mínimas para vías urbanas	9
Tabla 3 Derecho de vía ordenanza de zonificación 0031	14
Tabla 4 Población del DMQ	32
Tabla 5 Población en la parroquia Puengasí	33
Tabla 6 Porcentaje de población capacitada para conducir	34
Tabla 7 Número de vehículos por habitante	36
Tabla 8 Flujos principales de la movilidad en el DMQ	37
Tabla 9 Categorización vehicular.....	74
Tabla 10 Conteo vehicular semanal (DMQ-V. Chillos)	76
Tabla 11 Conteo vehicular semanal (V. Chillos-DMQ)	76
Tabla 12 Conteo vehicular semanal en hora pico	78
Tabla 13 Porcentaje de Variación del DMQ al V. Chillos.....	79
Tabla 14 Porcentaje de Variación del V. Chillos al DMQ.....	80
Tabla 15 Conteo vehicular DMQ-V. Chillos	82
Tabla 16 Conteo vehicular DMQ-Ingreso 2 Av. Simón Bolívar	82
Tabla 17 Conteo vehicular DMQ-Ricardo Izurieta del Castillo	83
Tabla 18 Conteo vehicular DMQ-E13	83
Tabla 19 Conteo vehicular V. Chillos-DMQ	83
Tabla 20 Conteo vehicular V. Chillos-Ingreso 2 Av. Simón Bolívar	83
Tabla 21 Conteo vehicular V. Chillos- Ricardo Izurieta del Castillo	83
Tabla 22 Conteo vehicular V.Chillos-E13	84
Tabla 23 Conteo vehicular Ingreso 2 Av. Simón Bolívar-V. Chillos	84
Tabla 24 Conteo vehicular Ingreso 2 Av. Simón Bolívar-DMQ	84
Tabla 25 Conteo vehicular Ricardo Izurieta del Castillo-V. Chillos	84
Tabla 26 Conteo vehicular Ricardo Izurieta del Castillo-DMQ	84
Tabla 27 Conteo vehicular E13-V. Chillos	85
Tabla 28 Conteo vehicular E13-DMQ	85
Tabla 29 Conteo vehicular Ingreso 1 Av. Simón Bolívar-DMQ	85
Tabla 30 Conteo vehicular V. Chillos-Ingreso 1 Av. Simón Bolívar	85
Tabla 31 Conteo vehicular Ingreso 1 Av. Simón Bolívar-V. Chillos	85

Tabla 32	Conteo vehicular DMQ-Ingreso 1 Av. Simón Bolívar	86
Tabla 33	Tráfico futuro de acuerdo a su dirección	88
Tabla 34	Porcentaje promedio de vehículos que circulan por la vía en periodos de una hora	89
Tabla 35	Cálculo del TPD de Lunes a Miércoles	90
Tabla 36	Cálculo del TPD Jueves y Viernes.....	91
Tabla 37	Cálculo del TPD Sábado y Domingo.....	92
Tabla 38	Longitudes de cola	94
Tabla 39	Velocidad máxima y promedio	96
Tabla 40	Valores predeterminados para tránsito peatonal	97
Tabla 41	Determinación de Carreteras por Condiciones Orográficas	97
Tabla 42	Cuadro de pendientes para la vía Juan Bautista Aguirre	98
Tabla 43	Cuadro de resultados de longitud de cola y LOS obtenida en la simulación para el Ta	101
Tabla 44	Valor total de la longitud de cola con el Ta	102
Tabla 45	Cuadro de resultados de longitud de cola y LOS obtenida en la simulación para el Tf	102
Tabla 46	Valor total de la longitud de cola con el Tf.....	103
Tabla 47	Emisiones de dióxido de carbono en América Latina por tipo de vehículo	104
Tabla 48	Cuadro de contaminación y consumo de combustible con el Ta.....	104
Tabla 49	Cuadro de contaminación y consumo de combustible con el Tf	105
Tabla 50	Flujos de automóviles equivalentes con el tráfico actual.....	111
Tabla 51	Flujo de automóviles equivalentes con el tráfico a 20 años.....	111
Tabla 52	Máximas relaciones del flujo con el tráfico actual	112
Tabla 53	Máximas relaciones del flujo con el tráfico futuro	112
Tabla 54	Longitud de ciclo óptimo para el tráfico actual - intersección A.....	113
Tabla 55	Longitud de ciclo óptimo para el tráfico futuro - intersección A.....	114
Tabla 56	Longitud de ciclo óptimo para el tráfico actual - intersección C	115
Tabla 57	Longitud de ciclo óptimo para el tráfico futuro - intersección C.....	116
Tabla 58	Factor de corrección fp en intersecciones semaforizadas	121
Tabla 59	Factor de corrección fe en intersecciones semaforizadas	122

Tabla 60 Zona Urbana (far).....	123
Tabla 61 Datos para el cálculo de los factores de corrección	123
Tabla 62 Resultados de capacidad en las intersecciones	124
Tabla 63 Velocidad promedio con el T_a	124
Tabla 64 Velocidad promedio con el T_f	125
Tabla 65 Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con un carril adicional y el T_a	125
Tabla 66 Valor total de longitud de cola con un carril adicional y el T_a	126
Tabla 67 Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con un carril adicional y el T_f	127
Tabla 68 Valor total de longitud de cola con un carril adicional y el T_f	127
Tabla 69 Contaminación y consumo de combustible obtenida en la solución con un carril adicional con el T_a	128
Tabla 70 Contaminación y consumo de combustible obtenida en la solución con un carril adicional con el T_f	129
Tabla 71 Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño	134
Tabla 72 Características por tipos de vehículos	134
Tabla 73 Valores de diseño recomendados	136
Tabla 74 Datos de las curvas horizontales	137
Tabla 75 Condiciones de diseño	138
Tabla 76 Cuadro final de resultados	138
Tabla 77 Velocidad promedio con el T_a	140
Tabla 78 Velocidad promedio con el T_f	140
Tabla 79 Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con paso a desnivel y el T_a	141
Tabla 80 Valor total de longitud de cola con paso a desnivel y el T_a	142
Tabla 81 Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con paso a desnivel y el T_f	142
Tabla 82 Valor total de longitud de cola con paso a desnivel y el T_f	143
Tabla 83 Contaminación y consumo de combustible obtenido con la solución de un paso a desnivel y el T_a	144

Tabla 84 Contaminación y consumo de combustible obtenido con la solución de un paso a desnivel y el Tf	145
Tabla 85 Expropiaciones para la Alternativa 3	149
Tabla 86 Presupuesto referencial para la Alternativa 3	150
Tabla 87 Expropiaciones para la Alternativa 4	153
Tabla 88 Presupuesto referencial para la Alternativa 4	154
Tabla 89 Cálculo del consumo de combustible actual (t0)	159
Tabla 91 Costo anual de la contaminación por huella de carbono.....	161
Tabla 92 Flujo de inversión anual para la Alternativa 3	162
Tabla 93 Cálculo del VAN para la Alternativa 3	162
Tabla 94 Cálculo del TIR para la Alternativa 3	164
Tabla 95 Flujo de inversión para la Alternativa 4.....	165
Tabla 96 Cálculo del VAN para la Alternativa 4	165
Tabla 97 Cálculo del TIR para la Alternativa 4	167

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección Típica Avenida Simón Bolívar	2
Figura 2 Sección Típica Calle Juan Bautista Aguirre	3
Figura 3 Evolución de la accidentalidad de tráfico en el DMQ por clase de accidente y víctimas	6
Figura 4 Concentración de accidentes por parroquias en el DMQ	7
Figura 5 Sección típica expresa.....	10
Figura 6 Sección típica semi-expresa.....	10
Figura 7 Sección típica arterial	11
Figura 8 Sección típica colectoras "A"	11
Figura 9 Sección típica colectoras "B"	11
Figura 10 Sección típica local "C"	12
Figura 11 Sección típica local "D"	12
Figura 12 Sección típica local "E"	13
Figura 13 Sección típica local "F"	13
Figura 14 Puntos de conflicto	16
Figura 15 Giro a la izquierda - Ramal directo.....	17
Figura 16 Giro a la izquierda - Ramal semidirecto	18
Figura 17 Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha.....	19
Figura 18 Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha.....	20
Figura 19 Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha.....	21
Figura 20 Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha.....	22
Figura 21 "T" Simple	23
Figura 22 Intersección "T" con carril de giro	23
Figura 23 Intersección "T" con carril de adelantamiento a la derecha	24
Figura 24 Intersección "T" con carril de adelantamiento a la derecha y carril de giro a la derecha	24
Figura 25 Con una sola plataforma de giro	24
Figura 26 Con un par de plataformas de giro.....	25
Figura 27 Con isleta divisoria y carril de adelantamiento a la derecha	25
Figura 28 Con isletas divisorias y plataformas de giro	25
Figura 29 Elementos de intersecciones a nivel.	26

Figura 30 Intersecciones a distinto nivel (enlaces).....	26
Figura 31 Semidireccional	27
Figura 32 Direccional.....	27
Figura 33 Trébol.....	28
Figura 34 Diamante normal	28
Figura 35 Diamante partido	29
Figura 36 Trébol modificado	29
Figura 37 Semidireccional complete.....	30
Figura 38 Direccional completo.....	31
Figura 39 Tasa de crecimiento poblacional por área de 1950 al 2010.....	32
Figura 40 Diagrama de Pareto para la población de la parroquia de Puengasí.....	35
Figura 41 Evolución del parque vehicular en el DMQ	35
Figura 42 Viajes según motivo prioritario	37
Figura 43 Viajes por periodo horario según grupo de edad.....	38
Figura 44 Viajes por periodo horario según actividad.....	38
Figura 45 LOS A.....	42
Figura 46 LOS B	42
Figura 47 LOS C	43
Figura 48 LOS D.....	44
Figura 49 LOS E	44
Figura 50 LOS F	45
Figura 51 Semáforos para control del tránsito	48
Figura 52 Semáforos para el paso peatonal	48
Figura 53 Semáforos para la regulación del uso de carriles.....	49
Figura 54 VAN vs TMAR	51
Figura 55 Enlaces y conectores que modelan la fusión y desvío de carreteras.....	58
Figura 56 Intersección urbana señalizada	59
Figura 57 Concepto para la modelación de reglas de prioridad.....	60
Figura 58 Modelo Macroscópico	61
Figura 59 Modelo Mesoscópico.....	62
Figura 60 Modelo Microscópico	63
Figura 61 Seguimiento Vehicular	65

Figura 62 Ubicación de los puntos críticos	68
Figura 63 Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre.....	69
Figura 64 Tiempo de Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre	70
Figura 65 Fase 2 Ingreso 1 Av. Simón Bolívar.....	70
Figura 66 Tiempo de Fase 2 Ingreso 1 Av. Simón Bolívar	71
Figura 67 Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre.....	71
Figura 68 Tiempo de Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre	72
Figura 69 Fase 2 Calle Ricardo Izurieta del Castillo	72
Figura 70 Tiempo de Fase 2 Calle Ricardo Izurieta del Castillo	73
Figura 71 Fase 3 Calle E13	73
Figura 72 Tiempo de Fase 3 Calle E13	74
Figura 73 Volumen vehicular según la dirección de viaje.....	77
Figura 74 Volumen vehicular de acuerdo a la hora pico DMQ-V. Chillos	78
Figura 75 Volumen vehicular de acuerdo a la hora pico V. Chillos-DMQ	79
Figura 76 Distribución semanal del flujo vehicular DMQ-V. Chillos.....	80
Figura 77 Distribución semanal del flujo vehicular V. Chillos-DMQ.....	81
Figura 78 Cuadro comparativo del volumen vehicular DMQ-V. Chillos.....	81
Figura 79 Cuadro Comparativo del volumen vehicular V. Chillos-DMQ.....	82
Figura 80 Distribución vehicular en la intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)	86
Figura 81 Distribución vehicular en la intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)	87
Figura 82 Distribución vehicular en la intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)	87
Figura 83 Distribución normal DMQ-V. Chillos.....	95
Figura 84 Distribución normal V. Chillos-DMQ.....	95
Figura 85 Faja topográfica de la vía Juan Bautista Aguirre.....	98
Figura 86 Detalle del tipo de relieve en la vía Juan Bautista Aguirre	98
Figura 87 Grupo de señales en la intersección A	100
Figura 88 Grupo de señales en la intersección C	100
Figura 89 Contaminación y consumo de combustible ocasionado por el tráfico actual.....	106

Figura 90 Contaminación y consumo de combustible ocasionado por el tráfico futuro	107
Figura 91 Contaminación y consumo de combustible del año 2017 y su proyección para el año 2037.....	108
Figura 92 Huella de Carbono total según alcance de emisión (en porcentaje)	109
Figura 93 Flujo de saturación y tiempo perdido	113
Figura 94 Diagrama de tiempos en 2 fases con el tráfico actual.....	114
Figura 95 Diagrama de tiempos en 2 fases con el tráfico futuro	115
Figura 96 Diagrama de tiempos en 3 fases con el tráfico actual.....	116
Figura 97 Diagrama de tiempos en 3 fases con el tráfico futuro	117
Figura 98 Intersección tipo rotonda	119
Figura 99 Porcentaje de vehículos que ingresan a la intersección C	120
Figura 100 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al adicionar un carril con el tráfico actual.....	130
Figura 101 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al adicionar un carril con el tráfico futuro.....	131
Figura 102 Contaminación y consumo de combustible para año 2017 y 2037, con el incremento de un carril adicional	131
Figura 103 Pendientes rampa y calle Juan Bautista Aguirre.....	133
Figura 104 Diseño de salida paralela	133
Figura 105 Esquema de la intersección a diseñar, rampa de salida	135
Figura 106 Esquema de la intersección a diseñar, rampa de entrada.....	135
Figura 107 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al crear un paso a desnivel con el tráfico actual	146
Figura 108 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al crear un paso a desnivel con el tráfico futuro.....	146
Figura 109 Contaminación y consumo de combustible para el año 2017 y 2037, al implementar un paso a desnivel	147
Figura 110 Perfil Tipo para la Alternativa 3 de la abscisa 0+586 hasta la abscisa 1+077.....	150
Figura 111 Perfil Tipo para Alternativa 3 de la abscisa 1+077 hasta la abscisa 1+717	150

Figura 112 Perfil Tipo para la Alternativa 4, Muros.....	153
Figura 113 Perfil Tipo para la Alternativa 4, Infraestructura.....	154
Figura 114 Vías en la zona de estudio	158
Figura 115 Inversiones Anuales para la Alternativa 3	163
Figura 116 Tasa interna de retorno para la Alternativa 3.....	164
Figura 117 Inversiones Anuales para la Alternativa 4	166
Figura 118 Tasa Interna de Retorno para la Alternativa 4.....	167
Figura 119 Costos de las alternativas de solución del proyecto comparadas con la situación actual.....	169

GLOSARIO

DMQ	Distrito Metropolitano de Quito.
PMM	Plan Maestro de Movilidad.
HCM	Highway Capacity Manual.
PTV	Planung Transport Verkehr.
TPDA	Tráfico Promedio Diario Anual
HDM	Highway Development and Management model
VHP	Volumen de Hora Pico
CV	Clasificación de Vehículos
TH	Tráfico Horario
TD	Tráfico Diario
FHP	Factor de Hora Pico
TPDS	Tráfico Promedio Diario Semanal
TPDM	Tráfico Promedio Diario Mensual
LOS	Level Of Service (Nivel de Servicio)
VAN	Valor Actual Neto
TIR	Tasa Interna de Retorno
B/C	Beneficio/Costo
ACB	Análisis Costo-Beneficio
CBD	Distrito Central de Negocios (Central Business District)
R_p	Relación de Pelotón
T_a	Tráfico actual
T_f	Tráfico futuro
ADE	Auto Directo Equivalente
S.B.	Simón Bolívar
NO	Monóxido de Nitrógeno
CO₂	Dióxido de Carbono

RESUMEN

La intersección entre la Av. Simón Bolívar y Juan Bautista Aguirre es una zona en la cual se genera gran congestión vehicular en el Distrito Metropolitano de Quito, por lo que se realizó micro simulación de tráfico en el modelo microscópico de PTV Vissim, para aplicar las técnicas y técnicas en ingeniería de tráfico, en busca de soluciones. El alcance del proyecto es el resultado de una solución que produce mejoras en parámetros como los tiempos de viaje, la velocidad de circulación, la longitud de las líneas de los vehículos, entre otros, al mismo tiempo reduciendo la contaminación por huella de carbono y el consumo de combustible. El proyecto se encuentra en la etapa de pre - factibilidad, en el cual se estima el tráfico diario (TPDA) por medio de manuales, además de determinar los niveles de servicio (LOS); adicionalmente se realiza la evaluación económica por el cálculo de beneficios que se generan, se puede realizar la identificación de las alternativas propuestas, económicamente factibles, con un presupuesto referencial, y la tasa de descuento aproximada a los valores existentes en el país, calculando los indicadores valor neto real (VAN) y tasa interna de retorno (TIR), para obtener una relación beneficiosa, presentando en términos monetarios la ganancia que se genera gracias a la solución que se presenta en cada alternativa.

PALABRAS CLAVE:

- **CONTEO VEHICULAR**
- **MODELACIÓN DE TRÁFICO**
- **HUELLA DE CARBONO**
- **PRESUPUESTO REFERENCIAL**
- **EVALUACIÓN ECONÓMICA**

ABSTRACT

The intersection between Av. Simón Bolívar and Juan Bautista Aguirre is an area in which great traffic congestion is generated in the Metropolitan District of Quito, so micro traffic simulation was carried out in the PTV Vissim microscopic model, to apply the techniques and techniques in traffic engineering, in search of solutions. The scope of the project is the result of a solution that produces improvements in parameters such as travel times, the speed of circulation, the length of the lines of the vehicles, among others, at the same time reducing pollution by carbon footprint and the fuel consumption. The project is in the pre - feasibility stage, in which daily traffic (TPDA) is estimated through manuals, in addition to determining the service levels (LOS); additionally, the economic evaluation is performed by calculating the benefits that are generated, the identification of the proposed alternatives, economically feasible, with a referential budget, and the approximate discount rate to the existing values in the country can be made, calculating the indicators real net value (NPV) and internal rate of return (IRR), to obtain a beneficial relationship, presenting in monetary terms the profit that is generated thanks to the solution presented in each alternative.

KEYWORDS:

- **VEHICULAR CONTENT**
- **TRAFFIC MODELING**
- **CARBON FOOTPRINT**
- **REFERENCE BUDGET**
- **ECONOMIC EVALUATION**

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

En el Distrito Metropolitano de Quito existe un constante crecimiento del parque automotor, por consiguiente, las vías existentes empiezan a colapsar por no poder abastecer los volúmenes de tráfico, esto genera serios problemas de congestión vehicular provocando contaminación en el aire, contaminación auditiva, embotellamientos, incremento de accidentes, entre otros, por tal motivo es necesario una planificación vial moderna y organizada.

En varias intersecciones del Distrito Metropolitano de Quito se observan pésimos niveles de servicio, ya que el número de vehículos en circulación se ha incrementado de manera acelerada.

Para el análisis de tráfico de la intersección elegida es necesario recopilar información estadística para poder aplicar metodologías de análisis en intersecciones, y con estos datos plantear una solución que mejore las condiciones actuales.

Se han desarrollado herramientas computacionales que son de gran ayuda para el área de ingeniería de tráfico, la eficiencia que ha demostrado el software alemán PTV Vissim en distintos proyectos, lo hace ideal para realizar una simulación exitosa en la intersección elegida.

Una vez completa la simulación del tráfico en la intersección, se plantearán soluciones y estrategias viales que permitan mejorar el caos vehicular en la zona de estudio, a la vez se efectuará la evaluación económica del proyecto para determinar su viabilidad.

Finalmente, se espera generar una propuesta que disminuya notablemente la congestión vehicular, la longitud de colas y mejora en el nivel de servicio.

1.1 Antecedentes

1.1.1 Historia

En el año de 1962 se construye la carretera Sangolquí – Conocoto – Quito de la cual una parte es la actual Av. Juan Bautista Aguirre, convirtiéndose en la comunicación más rápida con Quito, con un buen clima y existencia de servicios impulsa al crecimiento de las urbanizaciones las cuales se anexan a la vía principal.

En el año de 1975 se termina la construcción de la Autopista General Rumiñahui la cual se convierte en la principal conexión entre Quito y Sangolquí, descongestionando momentáneamente la carretera Sangolquí – Conocoto – Quito e impulsando el desarrollo de servicios en el área urbana y el crecimiento de la población en el sector. (Carrillo Herrera, 2013)

La Avenida Simón Bolívar se construyó en 1980 como alternativa al tráfico que se genera dentro del DMQ, es necesario realizar constantes mantenimientos en esta vía por el alto volumen vehicular que se presenta, el bacheo y slurry más representativos se realizaron en el año 2008 y 2009. En el 2011 la Administración Municipal inició la Rehabilitación integral de la avenida Simón Bolívar, el proyecto incluyó la repavimentación, construcción de túneles multiplaca a desnivel, puentes peatonales, estabilización de taludes, bordillos, arreglo de miradores y guardavías. Intercambiador Morán Valverde. (Comunicación Social, 2012)

1.1.2 Situación actual

El sistema de movilidad aun registra deficiencias relacionadas con la capacidad y conectividad necesarias para la estructuración y desarrollo adecuado de los desplazamientos, situación que incide en el descenso del nivel de servicio de la red vial principal, que se encuentra saturada en el 32%. (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

En esta intersección la Av. Simón Bolívar es la que menos congestión vehicular presenta, esta avenida se dirige de norte a sur y consta de 6 carriles, 3 en dirección norte y 3 en dirección sur, los cuales están separados por un parterre de 4 metros de ancho, también cuenta con 2 espaldones, 1 en cada sentido, de 2.5 metros de ancho.

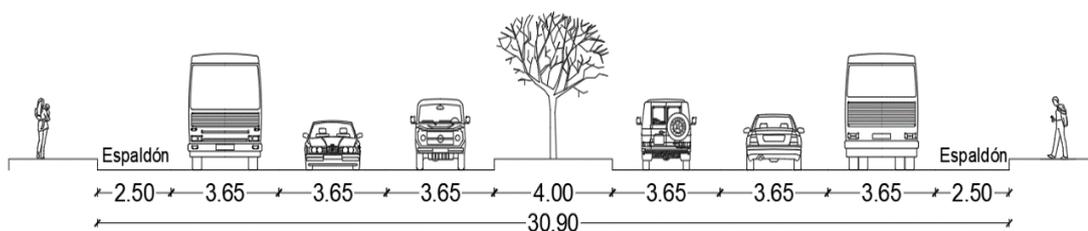


Figura 1 Sección Típica Avenida Simón Bolívar

La calle Juan Bautista Aguirre tiene un ancho total de 10 metros, los cuales están distribuidos en 2 carriles que se dirigen a Quito, y un carril que se dirige a Sangolquí,

presenta congestión vehicular debido a los giros que realizan los conductores para ingresar a otras vías, en especial con las calles que conectan con la Av. Simón Bolívar.

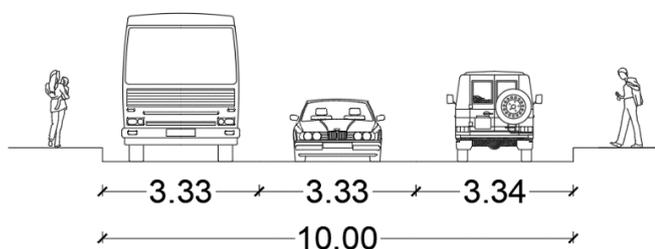


Figura 2 Sección Típica Calle Juan Bautista Aguirre

Los vehículos que circulan por esta intersección son en su gran mayoría vehículos livianos, pero también circulan rutas de buses y algunos vehículos pesados.



Fotografía 1 Tráfico en intersección Simón Bolívar y Juan Bautista Aguirre

1.1.3 Objetivo de las políticas de gestión territorial

La propuesta de gestión territorial y de suelo para el DMQ se orienta hacia la intervención en las siguientes temáticas:

Implementar el derecho a la ciudad soportado en la gestión democrática, la función social y ambiental de la propiedad y de la ciudad, y el ejercicio pleno de la ciudadanía;

Configurar un habitat seguro y saludable, y asegurar el acceso universal a una vivienda adecuada y digna, con independencia de la situación social y económica;

Provisionar, habilitar y mantener el espacio público y áreas verdes con adecuadas dimensiones, localización y accesibilidad en función del derecho constitucional “al disfrute pleno de la ciudad y de sus espacios públicos”;

Conservar y recuperar un ambiente sano, seguro y sustentable que garantiza el acceso equitativo, permanente y de calidad al agua, aire y suelo, y a los beneficios de los recursos del subsuelo y del patrimonio natural;

Proteger y promover el patrimonio cultural tangible e intangible. (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.4 Objetivo estratégico de la movilidad

“El DMQ, cuenta con un sistema moderno y eficiente de movilidad y accesibilidad que articula las diversas centralidades, con una red vial revalorizada en beneficio del peatón y la fácil circulación, y un sistema integral de transporte público no contaminante e intermodal” (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.5 Propósitos del Plan de Movilidad

“Dotar de infraestructura vial suficiente para mejorar la circulación vehicular en el área urbana, en las conexiones con los valles y con la red vial regional.

Atender las necesidades de movilidad de peatones y bicicletas con la construcción y dotación de la infraestructura pertinente.

Ampliar y mejorar los servicios de transporte público.” (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.6 Infraestructura de movilidad

Permitir de manera sostenible, consolidar el sistema metropolitano de circulación multidireccional y multimodal con la debida articulación y conectividad entre las

distintas zonas del territorio y con una adecuada relación con el uso del suelo; respete las jerarquías funcionales asignadas de conformidad con el Plan de Gestión de Tráfico y cuente con los elementos de equipamiento necesarios. (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.7 Lineamientos Estratégicos

Formular y aplicar un plan de optimización de la capacidad de la red vial principal en tramos críticos, que incorpore el adecuado uso del suelo de los predios frentistas, el respeto a las normas de uso de vías y uso racional de estacionamientos.

Mejoramiento del nivel de servicio de la red vial en lo referente al equipamiento y mantenimiento sistemático de la infraestructura.

Mejoramiento y construcción de obras de infraestructura que contemplen ampliaciones y obra nueva según previsiones del PMM.

Incorporar las medidas de seguridad vial, nomenclatura, señalización horizontal y vertical, semaforización, facilidades peatonales, en el desarrollo de la infraestructura vial. (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.8 Evolución de la accidentabilidad de tráfico en el DMQ

En el Sistema Metropolitano de la Movilidad existen datos relacionados con la evolución de la accidentabilidad de tráfico en el DMQ por clase de víctimas.

Se presenta un descenso en el número de heridos en los años 2002 y 2003, pero a partir del año 2004 se incrementa nuevamente y se observa una tendencia a seguir creciendo, al mismo tiempo se puede observar que la cantidad de muertes se ha mantenido constante, pero si comparamos el porcentaje total de accidentes con el porcentaje de víctimas mortales este ha disminuido.

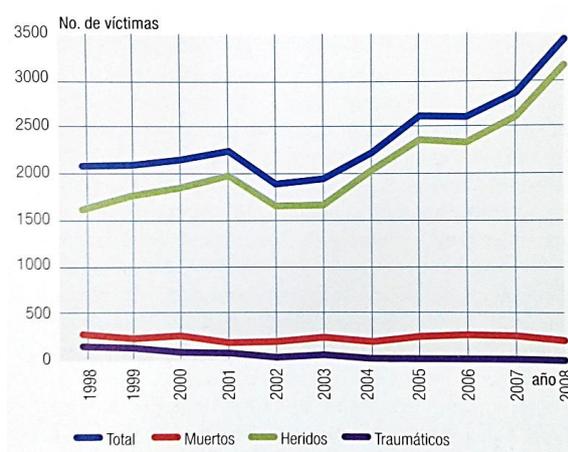


Figura 3 Evolución de la accidentalidad de tráfico en el DMQ por clase de accidente y víctimas

Fuente: (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

1.1.9 Registro de Accidentes

Con el propósito de evidenciar la problemática de la intersección objeto del estudio, en la tabla 1, se presenta el registro de accidentes del DMQ al año 2014.

Tabla 1

Número de accidentes por parroquia

Parroquia	Año									Total General
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	
Calderon	16	21	29	8	14	17	21	21	12	159
Conocoto	12	19	22	7	30	15	21	10	9	145
Pifo	50	5	4	21	19	14		10	7	130
La Argelia	7	22	19	13	15	11	14	19	9	129
Turubamba	13	13	13	19	12	21	10	10	4	115
Quitumbe	5	14	12	18	12	11	12	8	8	100
Puengasi	9	8	16	10	9	8	6	23	7	96
Itchimbia	10	18	9		6	13	9	10	7	82
Kennedy	10	10	8	6	11	6	6	9	7	73
Ponceano	9	7	12	3	10	3	16	2	10	72
Amaguana	4	7	6	6	13	11	10	12	2	71
Inaquito	14	7	12	5	9	4	10	3	4	68
Solanda	9	10	10	5	9	3	5	9	4	64
Tumbaco	7	3	5	5	9	12	8	6	6	61

Fuente: (Municipio del DMQ, Estadística de muertes por accidentes de tránsito, 2014)

Al respecto se puede observar que el sector de Puengasí presenta unas estadísticas de accidentabilidad preocupantes.

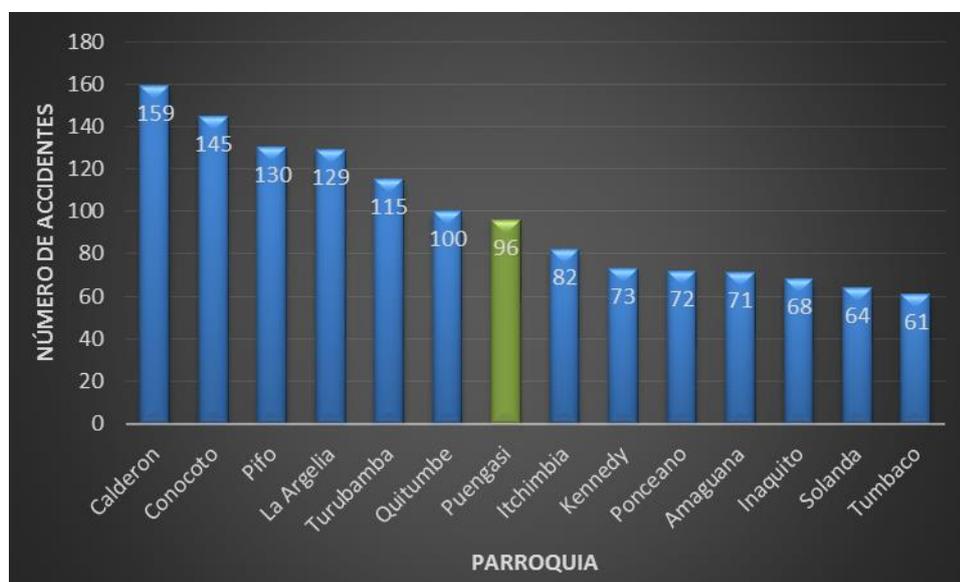


Figura 4 Concentración de accidentes por parroquias en el DMQ

Como se puede observar en la figura 3 la parroquia de Puengasí ocupa el séptimo lugar en concentración de accidentes dentro de las parroquias del DMQ

1.2 Objetivo general

Analizar el impacto de tráfico generado en la intersección entre la Av. Simón Bolívar & Juan Bautista Aguirre, mediante la creación de un modelo de micro simulación para plantear posibles soluciones que permita disminuir la accidentabilidad.

1.3 Objetivos específicos

- Recopilar información necesaria mediante conteo volumétrico mecánico y manual.
- Identificar la clasificación vehicular en función de conteos manuales.
- Proyectar el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA).
- Determinar la capacidad y nivel de servicio mediante la metodología de HCM 2010.

- Elaborar un modelo de micro simulación que permita cuantificar los diferentes parámetros de eficiencia.
- Estimar los efectos que causará el modelo de micro simulación en tiempo de viaje.
- Realizar la evaluación de carácter económico a la solución propuesta.
- Presentar un estudio con la propuesta de solución al tráfico en la intersección.

1.4 Justificación del proyecto

Los inconvenientes que se generan entre la Av. Simón Bolívar y Juan Bautista Aguirre se han incrementado en estos últimos años, un ejemplo es el aumento en el tiempo de viaje.

También se debe tomar en cuenta la cantidad de accidentes, el incremento en el consumo de combustible, la contaminación, problemas de salud como el estrés, reducción en la competitividad en los negocios debido a que se genera un problema en la distribución de productos y servicios, entre otros.

Por tal motivo es necesario realizar micro simulaciones en esta intersección que tienen altas concentraciones de tráfico, para aplicar metodologías y técnicas, basadas en Ingeniería de Tráfico, las cuales nos servirán como herramientas para conocer las características del estado actual de la intersección.

Por lo expuesto anteriormente, la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, consiente de la necesidad de plantear a la sociedad propuestas de solución a los problemas de movilidad que sufre la ciudad en especial la intersección entre la Av. Simón Bolívar y Juan Bautista Aguirre, seleccionó la referida intersección para realizar un trabajo de modelación con el empleo del software PTV Vissim, tomando en cuenta la interacción vehicular mediante asignaciones de comportamiento individual a cada vehículo dentro del tráfico.

De tal forma que se pueda estudiar la situación actual del proyecto según los parámetros de eficiencias seleccionados tales como la longitud de colas, tiempo de viaje, entre otros, para poder determinar un diagnóstico, el cual permitirá plantear alternativas de solución, mismas que constituirán en un documento formal de carácter académico, que podrá ser utilizada en un futuro como base para cambios y mejoras de la intersección estudiada.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Sistema vial urbano

De manera sencilla el sistema vial urbano se clasifica en: Vías Expresas como son las autopistas y los viaductos, Vías Arteriales, Vías Colectoras Principales, Vías Colectoras Secundarias, Vías Locales, Vías Peatonales, Escalinatas y Ciclovías.

Estas vías tienen especificaciones propias que las distinguen entre sí como por ejemplo el número de carriles, el ancho del carril, características del parterre, espaldón y aceras, y las características técnicas que son velocidad del proyecto y velocidad de operación.

Tabla 2

Especificaciones mínimas para vías urbanas

Dimensiones mínimas de las vías urbanas												Características Técnicas	
Tipo	N° de carriles por sentido	Ancho de carril m	Parterre m	Acera m	Espaldón Interno m	Espaldón Externo m	N° Carriles Estacionam	Ancho Carril de Estacionam m	Ancho Total de Vía m	Distancia paralela entre ejes viales m	Longitud de la Vía m	Velocidad de proyecto km/h	Velocidad máxima de operación km/h
Expresa	3	3.65	6		1.05	2.5			35	3001 ó >	Variable	90	80
Semi-Expresa	2	3.65	6		0.5	2			25.6	1501-3000	Variable	70	70
Arterial	3	3.65	4	5					35.9	1501-3000	Variable	70	60
Colectoras													
A	2	3.65	4	3.5			2	2.2	30	501-1500	1001 ó >	70	50
B	2	3.5		3.5			2	2.2	25.4	400-500	501-1000	50	40
Locales	N° total de carriles												
C	2	3		3			2	2	16		401-500		Máx 30
D	2	3		3			1	2	14		301-400		Máx 30
E	2	3		3					12		101-300		Máx 30
F	2	3		2					10		Hasta 100		
Peatonal									6		Hasta 80		
Escalinatas		3				1.5			6				

Fuente: (Consejo Metropolitano de Quito, 2011)

Vías Expresas.- Son vías de circulación que no tienen obstrucciones laterales e ingresos controlados, posee 35.00 metros de ancho, resiste tráfico vehicular de larga y corta distancia, divide el tráfico de paso del tráfico local, permite una velocidad de circulación de 80 km/h, prohíbe accesos directos a lotes frentistas, los accesos y las salidas de vehículos se efectúan por medio de carriles de aceleración y desaceleración, impide el estacionamiento lateral, las intersecciones con otras vías se crean solo a desnivel, acepta la circulación de líneas de transporte interurbanas o interprovinciales.

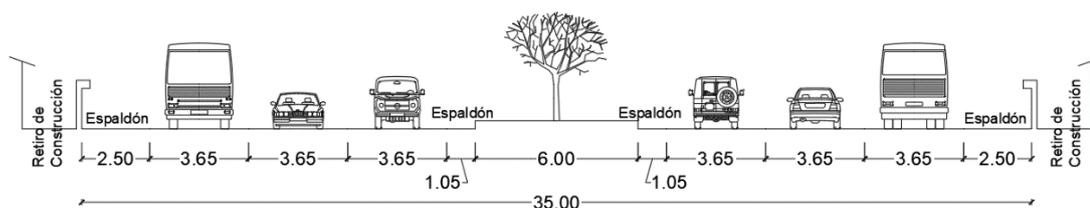


Figura 5 Sección típica expresa

Vías Semi-Expresas.- Son vías de circulación con control parcial de accesos, posee 25.60 metros de ancho, admite viajar a altas velocidades vehiculares, soporta el tráfico de paso de larga y mediana distancia pero en menor capacidad que las Expresas, divide el tráfico de paso del tráfico local, permite circular a una velocidad máxima 70 km/h, permite que circulen líneas de transporte interurbano, interprovincial y urbano, se puede tener accesos directos a predios frentistas por medio de vías laterales de servicio, prohíbe el estacionamiento lateral, las intersecciones con otras vías se construyen sólo a desnivel y en casos especiales a nivel.

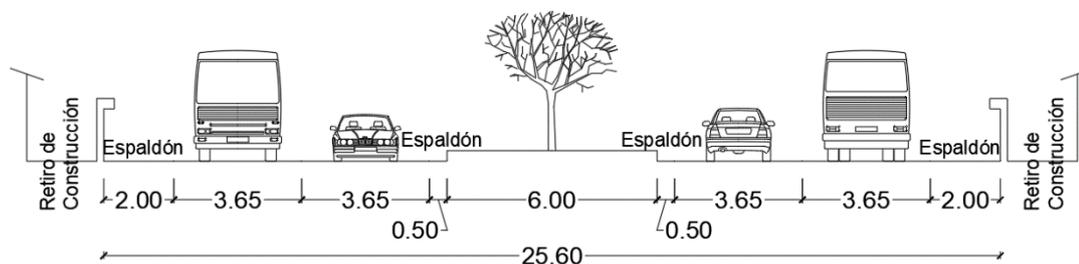


Figura 6 Sección típica semi-expresa

Vías Arteriales.- Enlazan las vías expresas y las vías colectoras, posee 35.90 metros de ancho, comunica grandes áreas urbanas, enlaza las vías de acceso a las áreas urbanas, admite velocidad de circulación máxima de 50 km/h, admite la circulación de transporte público, admite tráfico pesado mediante regulaciones, admite el acceso a predios frentistas, en su gran mayoría las intersecciones se construyen a nivel pero deben tener adecuada señalización y semaforización, prohíbe el estacionamiento de vehículos.

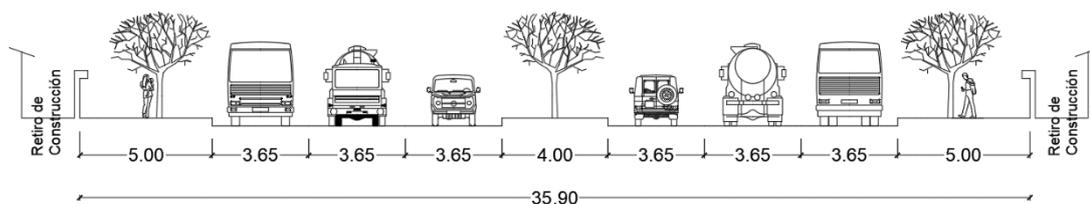


Figura 7 Sección típica arterial

Vías Colectoras. - Enlazan las vías arteriales y las vías locales, puede ser colectoras "A" la cual posee 30.00 metros de ancho o colectoras "B" de 25.40 metros de ancho, enlazan zonas urbanas, admite una velocidad de circulación máxima de 50 km/h, admite la circulación de transporte público, admite tráfico pesado con algunas reglas, admite el acceso a los predios frentistas, facultan el estacionamiento lateral, poseen intersecciones a nivel con dispositivos de control.

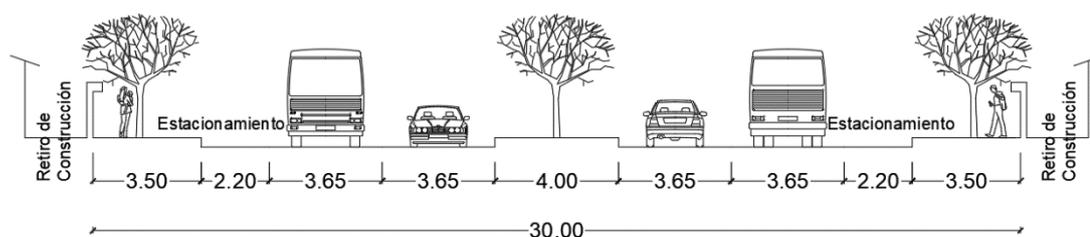


Figura 8 Sección típica colectoras "A"

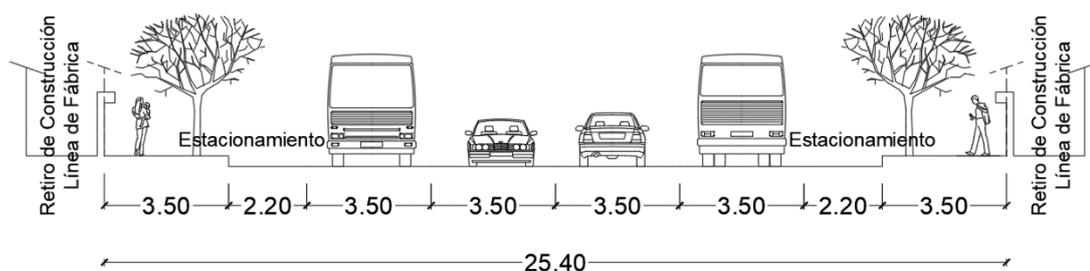


Figura 9 Sección típica colectoras "B"

Vías Locales.- Se constituyen en el sistema vial urbano menor y se conectan con vías colectoras, las mismas que puede ser sección "C" de 16.00 metros de ancho, sección "D" de 14 metros de ancho, sección "E" de 12 metros de ancho o sección "F" de 10 metros de ancho según la ordenanza 3746 del Consejo Metropolitano de Quito, admite la movilidad al interior de zonas urbanas, la prioridad de circulación la tienen los peatones, aceptan velocidades de circulación máximas de 30 km/h, necesitan de

una disposición que modere el tráfico, acepta una circulación considerable del transporte público, brindan acceso a los predios frentistas, las intersecciones son a nivel en su totalidad, habilitan el estacionamiento lateral.

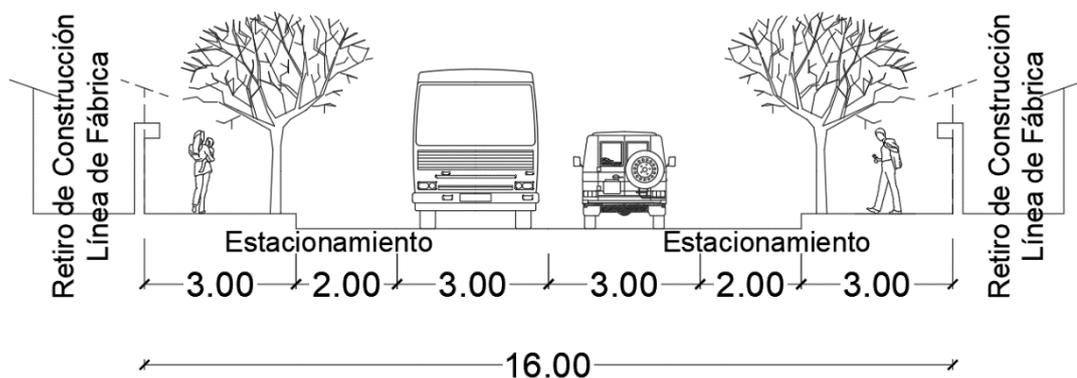


Figura 10. Sección típica local "C"

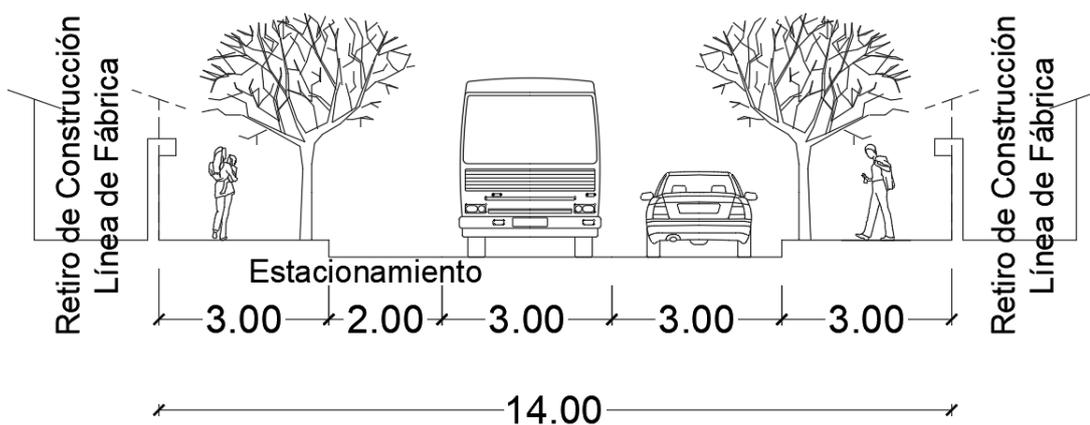


Figura 11. Sección típica local "D"

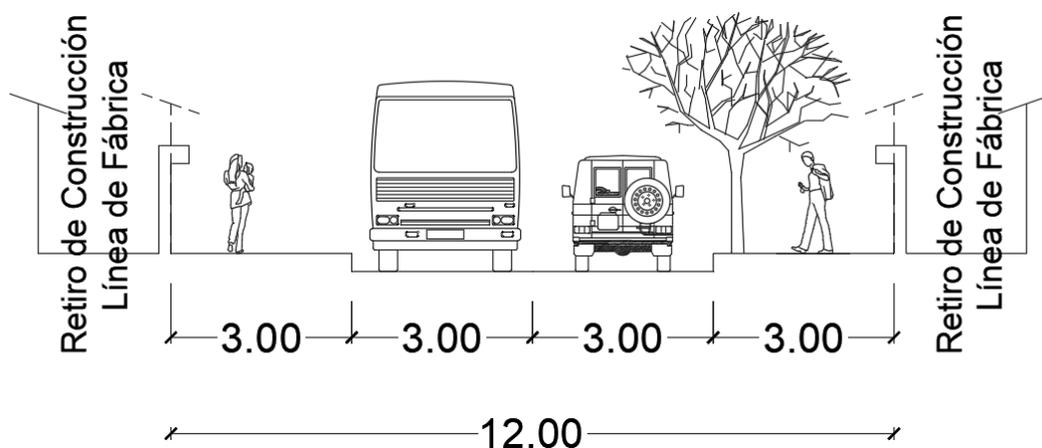


Figura 12. Sección típica local "E"

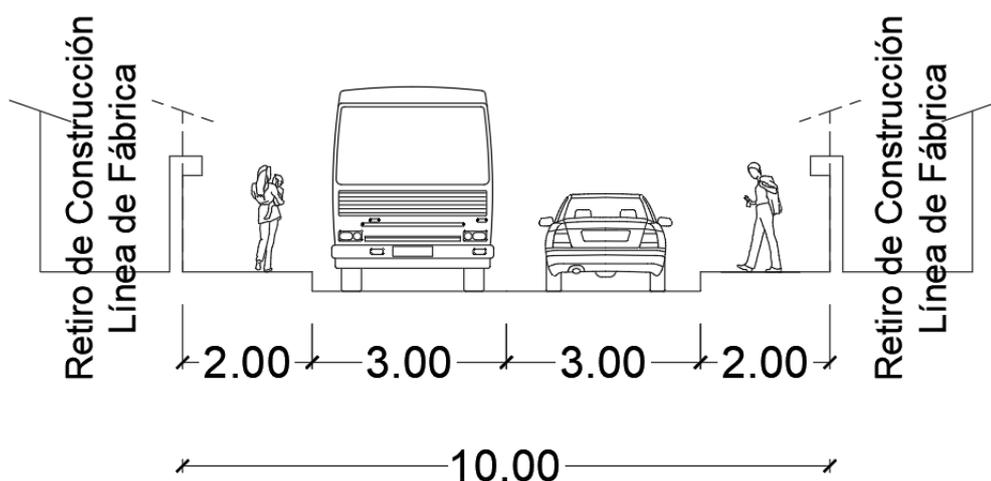


Figura 13 Sección típica local "F"

2.2 Derecho de vía

Es el área destinada para la construcción, conservación, ensanchamiento, mejoramiento o rectificación de las vías, la cual es medida desde el eje de la vía a los costados, sumado a esto se debe tener un retiro de construcción el cual se rige con las disposiciones emitidas por la Ley de Caminos, el Ministerio de Obras Públicas y a los estudios y recomendaciones viales de la Empresa Municipal de Movilidad y Obras Públicas y la Dirección Metropolitana de Planificación Territorial y Servicios Públicos.

Tabla 3

Derecho de vía ordenanza de zonificación 0031

N°	Nombre de la Vía	Tipo de Vía	Derecho de Vía medido desde el eje de la vía	Retiro de construcción medido a partir del derecho de vía
1	Perimetral Regional (E-35)	Arterial	24 m	15 m
2	By Pass: Pifo-Yaruqui-El Quinche (Perimetral Regional E-35)	Arterial	24 m	15 m
3	Troncal Metropolitana (Perimetral Quito)	Expresa	35 m	15 m
4	Ruta Sur Nueva Aeropuerto (Av. Simón Bolívar-Perimetral Regional E-35)	Colectora + carriles de servicio	25 m	15 m
5	Ruta Gualo Nuevo Aeropuerto (Av. Simón Bolívar-Conector Alpachaca-Perimetral Regional E-35)	Expresa	15 m	10 m
6	Ruta Norte Nuevo Aeropuerto	Expresa	15 m	10 m
7	Conector Alpachaca (Perimetral Regional E-35-Nuevo Aeropuerto)	Expresa	18.75 m	10 m
8	Enlace Av. Simón Bolívar-Av. Manuel Córdova Galarza (Carcelén) (a)	Expresa	25 m	5 m
9	Enlace Av. Manuel Córdova Galarza-Av. Mariscal Sucre (Caminos de la Libertad-San Enrique de Velasco) (b)	Colectora	18.30 m	0 m
10	Autopista General Rumiñahui	Expresa+ carriles de servicio	26 m	10 m
11	Panamericana Norte: Tramo Av. Simón Bolívar-Calderón	Expresa+ carriles de servicio	25 m	5 m
12	Calderón-Guayllabamba-Cusubamba	Arterial	24 m	10 m
13	Guayllabamba-Puente Río Pisque	Arterial	24 m	10 m
14	Puente Río Pisque-Perucho-San José de Minas-Limite del DMQ	Colectora	8 m	5 m

CONTINÚA 

15	Av. Manuel Córdova Galarza ©	Arterial+ carriles de servicio	25 m	10 m
16	Av. Simón Bolívar (Panamericana Sur-Panamericana Norte-Vía a Calacalí) (d)	Expresa	25 m	5 m
17	Av. Padre Carolo (e)	Arterial	25 m	5 m
18	Av. Mariscal Sucre (f)	Semi Expresa - Arterial	25 m	5 m
19	Prolongación Sur Av. Mariscal Sucre (Entrada la Ecuatoriana-límite sur Distrito)	Arterial	25 m	5 m
20	Periférico Sur Occidental	Expresa	15 m	10 m
21	Calacalí-Nanegalito	Arterial	15 m	10 m
22	Av. De los Granados-Nayón (Antiguo acceso a Nayón)	Colectora	8 m	5 m
23	Interoceánica (g)	Colectora	13.45 m	5 m
24	Amaguaña-Conocoto (h)	Colectora	13 m	5 m
25	Intervalles Oriental y Occidental	Colectora	10 m	5 m
26	Antigua Vía Quito-Conocoto	Colectora	9 m	5 m
27	Av. Eloy Alfaro-Gualo	Colectora	8 m	5 m
28	Acceso El Inca (Av. Simón Bolívar-Av. Eloy Alfaro)	Colectora	13 m	5 m
29	Av. Ilaló (Conocoto-El Tingo)	Colectora	12 m	5 m
30	Quito-Chiriboga	Colectora	8 m	5 m
31	Quito-Lloa	Colectora	8 m	5 m
32	Quito-Nono	Colectora	8 m	5 m
33	San Antonio de Pichincha-Perucho-San José de Minas	Colectora	8 m	5 m
34	Vía Láctea (Cumbaya-Anejo El Valle. Nayón)	Colectora	8 m	5 m
35	Línea férrea	Expresa	10 m	De acuerdo a la forma de ocupación asignada en el IRM
36	Autovía Patria Tramo I: Intervalles-Río Machángara	Arterial	12 m	10 m

Fuente: (Consejo Metropolitano de Quito, 2011)

2.3 Intersecciones viales y puntos de conflicto

Los puntos de conflicto son cruces de trayectorias que representan una posibilidad de accidente en las intersecciones. (Papazian, 2008)

Tipos de Conflictos:

- Maniobras de Convergencia: dos trayectorias se unen en una común.
- Maniobras de Divergencia: dos trayectorias se separan de una común.
- Maniobras de Cruce: dos trayectorias ocupan el mismo lugar en instantes diferentes.

Dependen de:

- Número de accesos.
- Movimientos de giro permitidos.
- Tipo de control de tránsito.

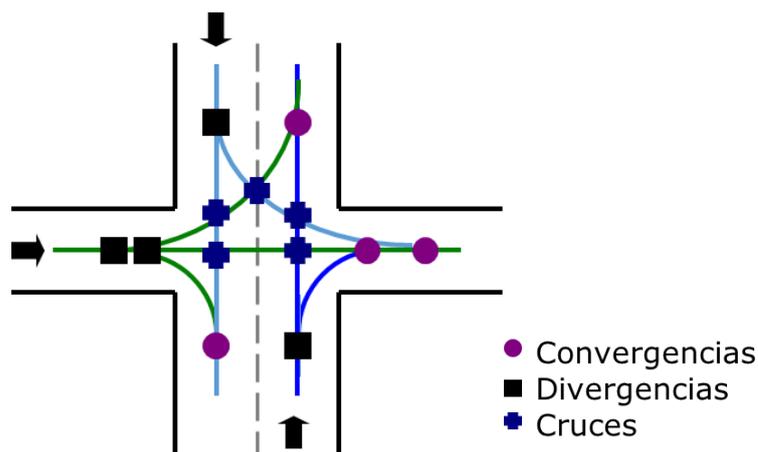


Figura 14 Puntos de conflicto

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.1 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal directo

Ramal directo:

- Sale y entra por la izquierda.
- Conflictos por cruzar trayectoria del tránsito de paso opuesto.
- Ocupa 1 cuadrante.
- Sin inflexiones.
- Se utiliza si el tránsito que gira es mayor que el del movimiento de paso del que diverge y del que converge.

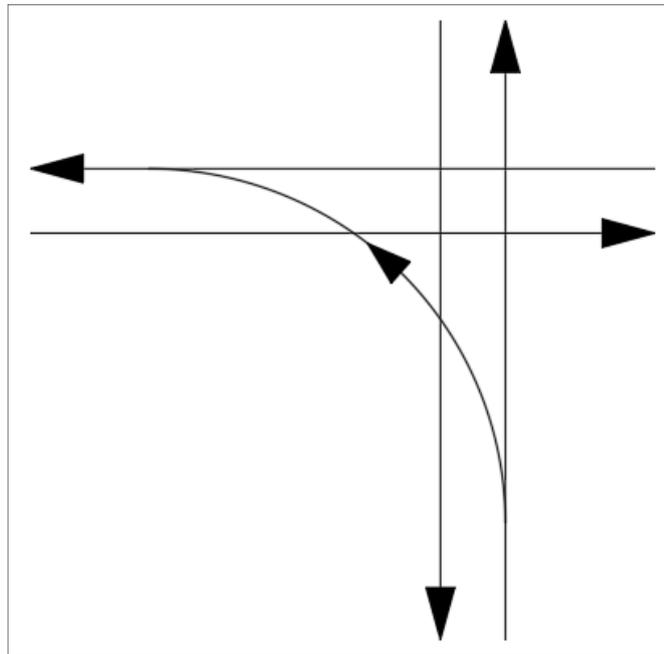


Figura 15 Giro a la izquierda - Ramal directo

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.2 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal semidirecto

Ramal semidirecto:

- Sale por la derecha y entra por la izquierda, o a la inversa.
- Ocupa 1 cuadrante.
- Una sola inflexión.
- Se utiliza si el tránsito que gira es mayor que el del movimiento de paso del que diverge por la izquierda (o del que converge por la izquierda).

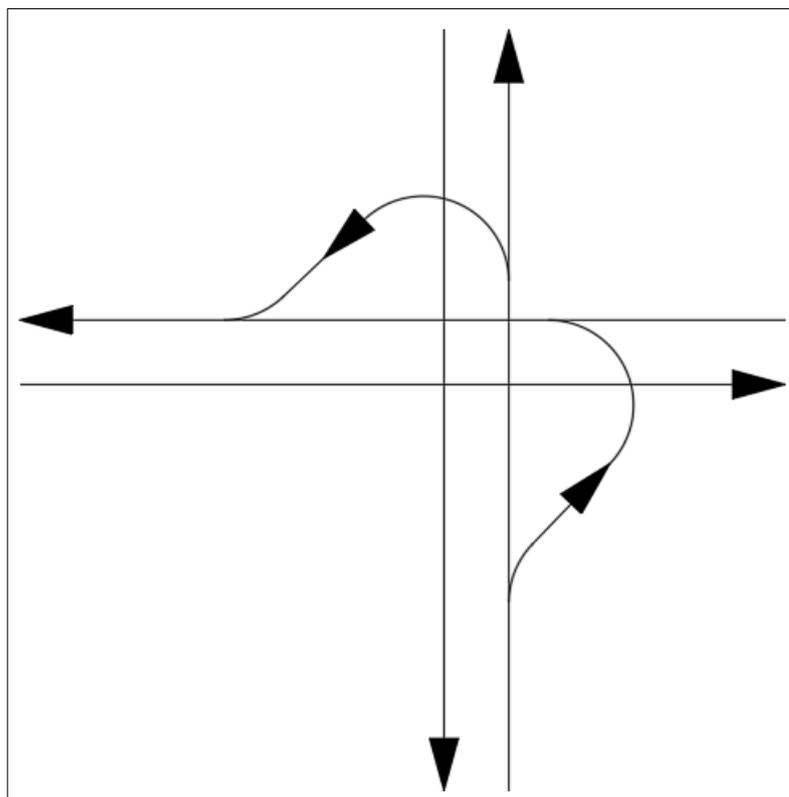


Figura 16. Giro a la izquierda - Ramal semidirecto

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.3 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Ramal en lazo:

- Entrada y salida por la derecha.
- No cruza ninguna otra trayectoria.
- Ocupa 1 cuadrante.
- Sin inflexiones.
- Por su desarrollo angular, el radio es reducido ($<40\text{m}$), por lo que las velocidades son bajas y la capacidad limitada.

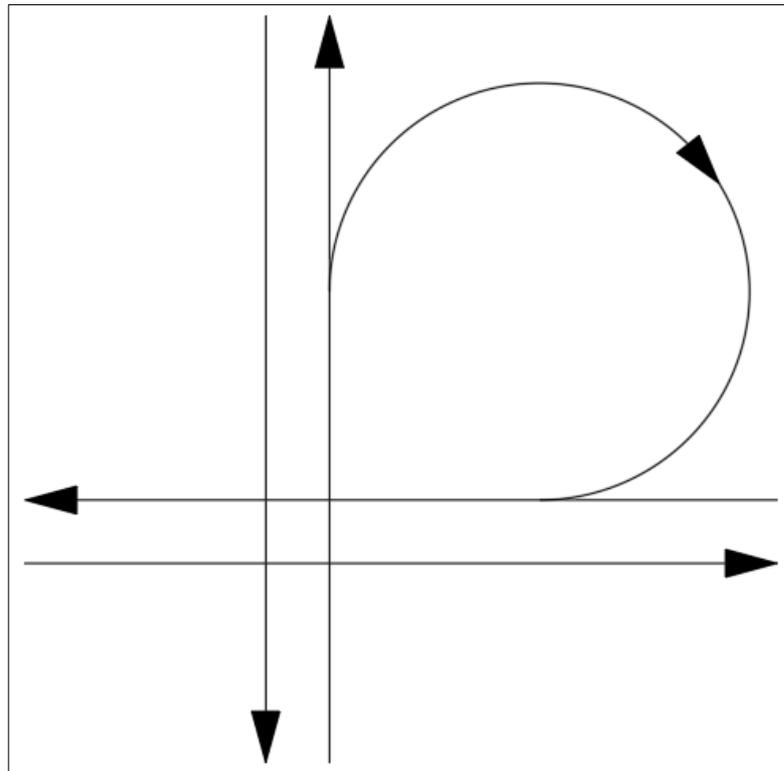


Figura 17. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.4 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Ramal en asa interior:

- Entrada y salida por la derecha.
- Deja a su izquierda el cruce.
- Cruza dos corrientes de tránsito.
- Ocupa 2 cuadrantes.
- 2 inflexiones.
- El radio de la curva común es pequeño (<120m).
- 2 configuraciones (salida antes o después del cruce).

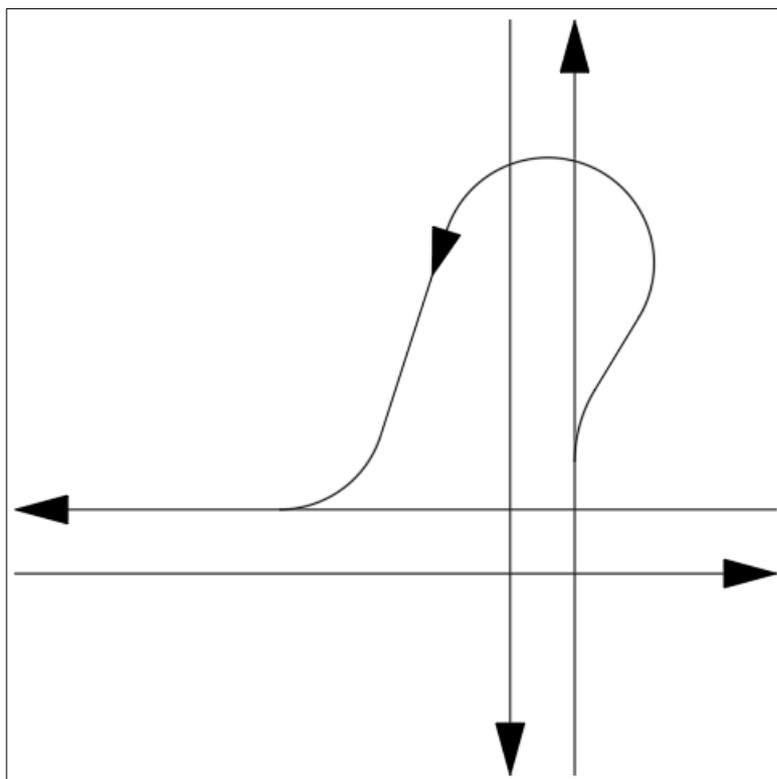


Figura 18. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.5 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Ramal en círculo:

- Entrada y salida por la derecha.
- Deja a su izquierda el cruce.
- Cruza cuatro corrientes de tránsito.
- Ocupa 3 cuadrantes.
- 2 inflexiones.
- Desarrollo largo, radio de la curva amplio (>200 m).

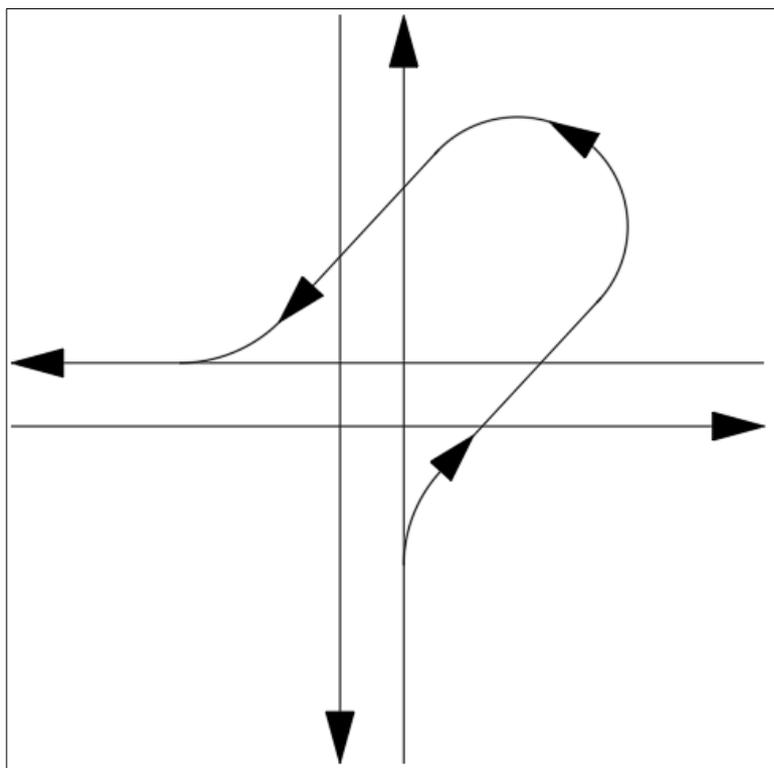


Figura 19. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.6 Vías de giro y ramales. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Ramal en asa exterior:

- Entrada y salida por la derecha.
- Deja a su derecha el cruce.
- Cruza cuatro corrientes de tránsito (oblicuamente).
- Ocupa 3 cuadrantes, pero con ocupación pequeña.
- 2 inflexiones (dos curvas S).
- El radio de la curva común es bastante grande (>250m).
- 2 configuraciones (salida antes o después del cruce).

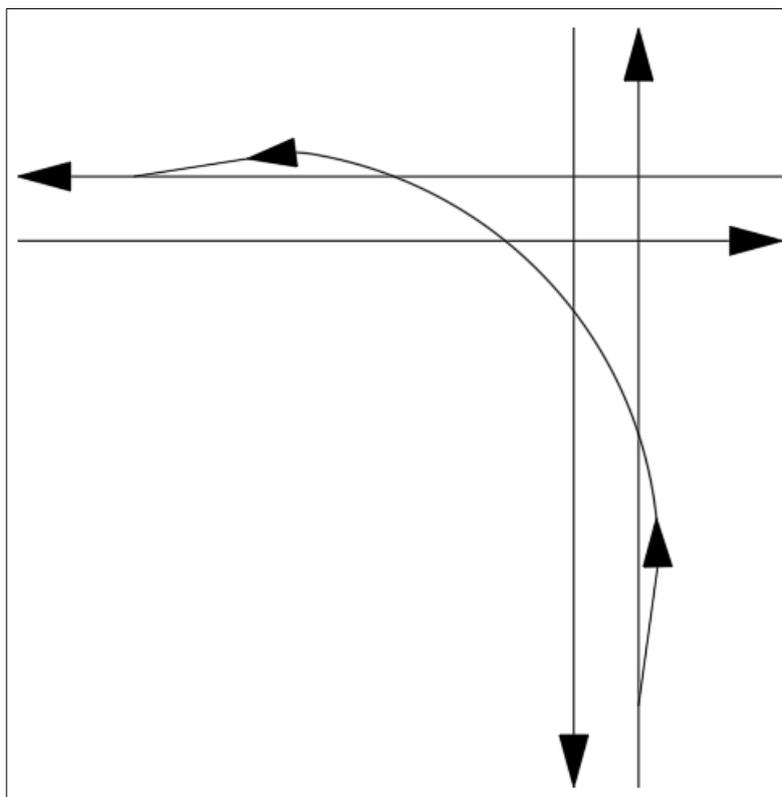


Figura 20. Giro a la izquierda - Ramal entrada/salida por la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.7 Elementos de las intersecciones. Isletas

Las isletas sirven para encauzar adecuadamente las trayectorias que cambian su dirección.

Su interior contrasta con el resto de la plataforma por un cebrado o por un desnivel (plataforma)

Funciones:

- Separar las corrientes de tránsito, y separar puntos de conflicto.
- Reducir zonas para circular, impedir o dificultar movimientos no deseados, inseguros o de contramano.
- Determinar los ángulos de cruce o de convergencia.
- Influir en la velocidad de los vehículos.
- Crear zonas protegidas de espera para los vehículos que vayan a girar a la izquierda.

- En las plataformas, refugio para peatones, y alojamiento y protección de señales, semáforos y alumbrado.

2.3.8 Intersecciones a nivel. Simples no canalizadas

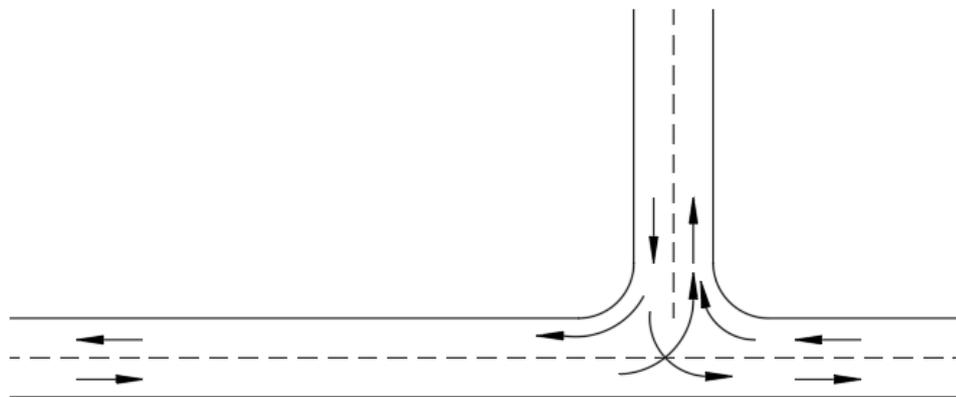


Figura 21 "T" Simple

Fuente: (Papazian, 2008)

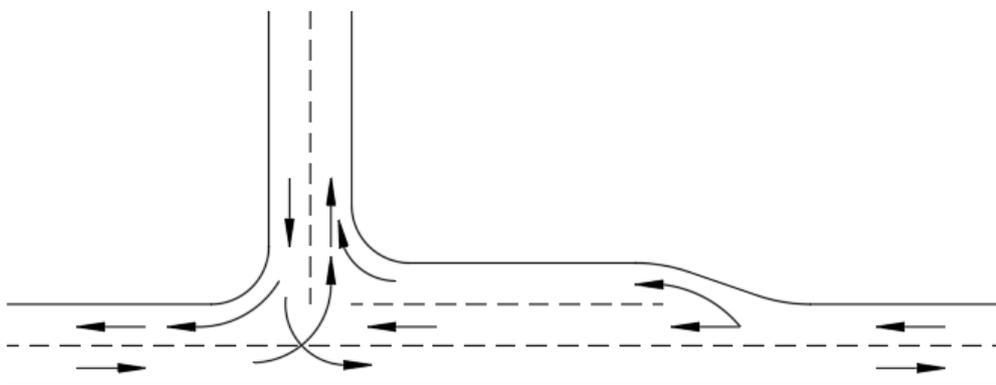


Figura 22 Intersección "T" con carril de giro

Fuente: (Papazian, 2008)

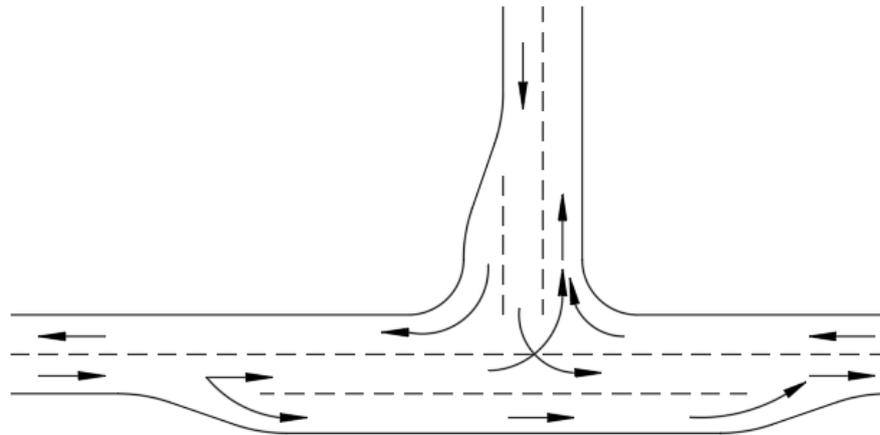


Figura 23 Intersección “T” con carril de adelantamiento a la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

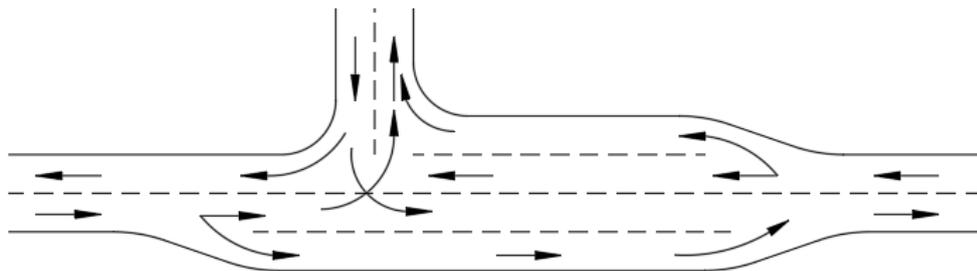


Figura 24 Intersección “T” con carril de adelantamiento a la derecha y carril de giro a la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.9 Intersecciones a nivel. Simples canalizadas

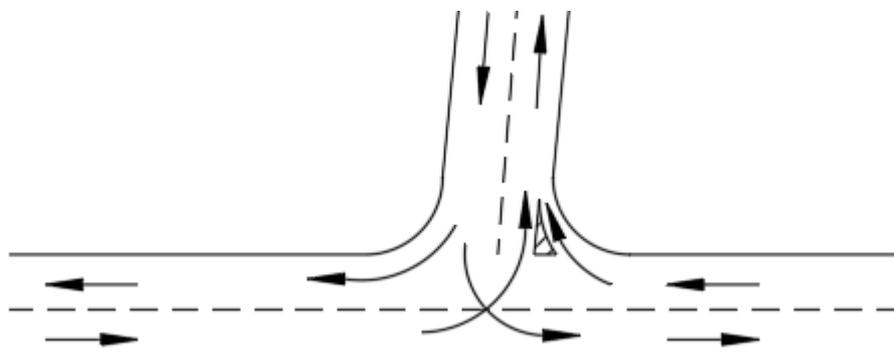


Figura 25 Con una sola plataforma de giro

Fuente: (Papazian, 2008)

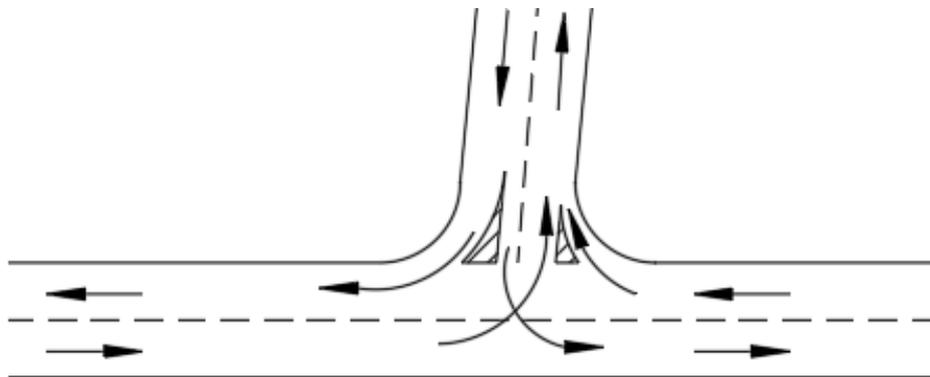


Figura 26 Con un par de plataformas de giro

Fuente: (Papazian, 2008)

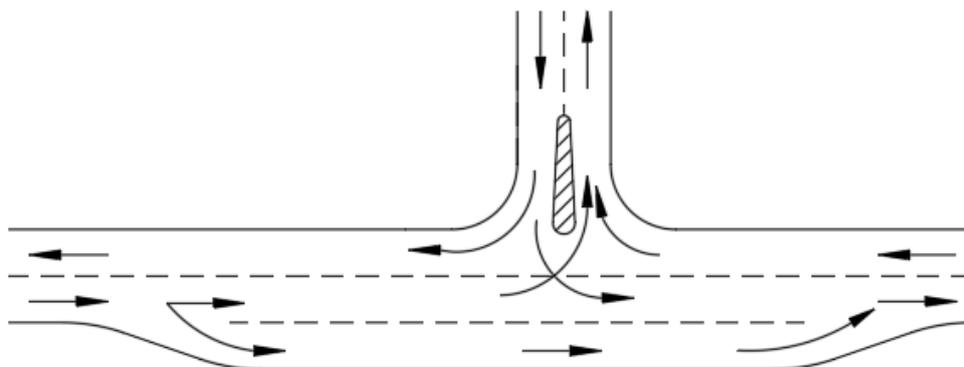


Figura 27 Con isleta divisoria y carril de adelantamiento a la derecha

Fuente: (Papazian, 2008)

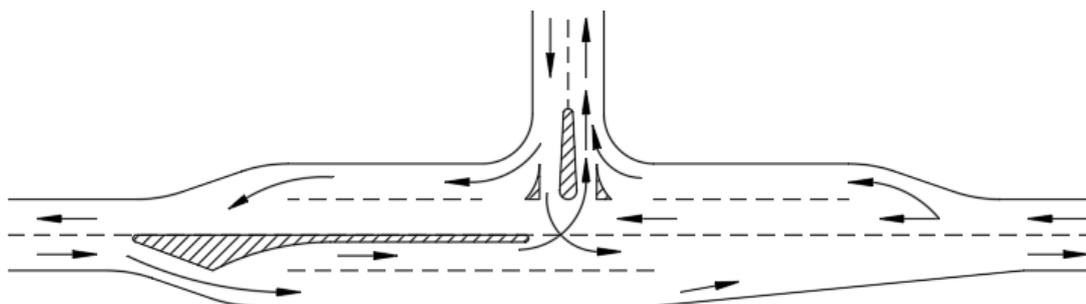


Figura 28 Con isletas divisorias y plataformas de giro

Fuente: (Papazian, 2008)

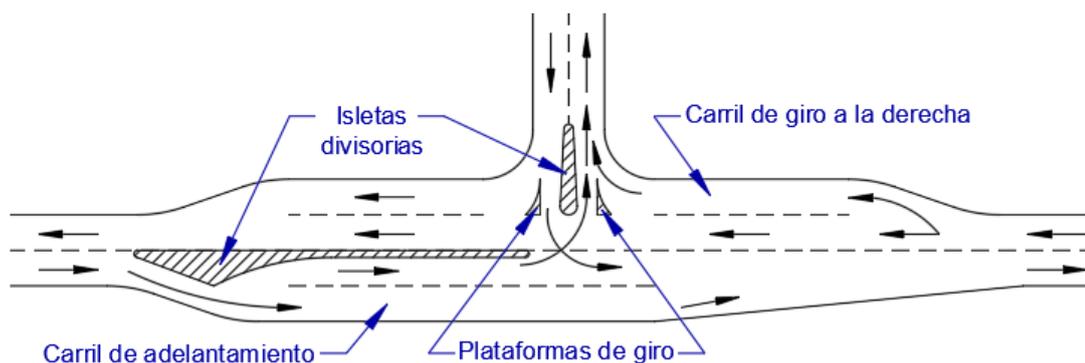


Figura 29 Elementos de intersecciones a nivel.

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.10 Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De tres tramos

Trompeta:

- Resuelve los giros a la izquierda con un lazo y un ramal semidirecto.
- 1 obra de paso.
- Se usa en bifurcación de autopista o en la unión de una autopista y una carretera convencional.

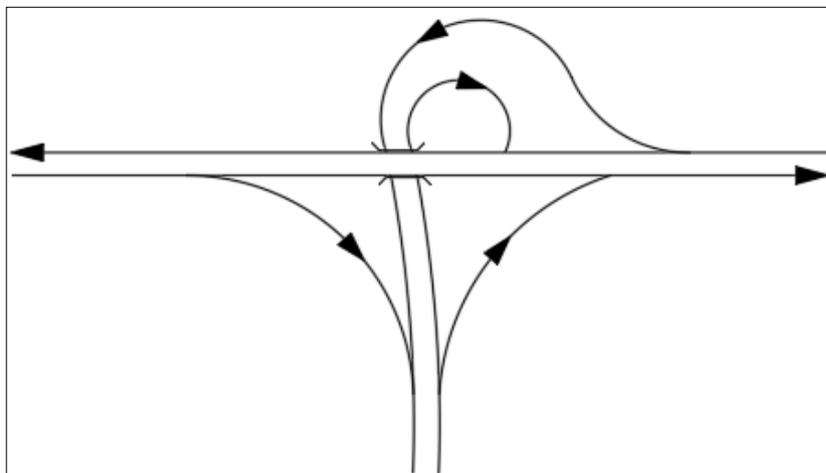


Figura 30 Intersecciones a distinto nivel (enlaces).

Fuente: (Papazian, 2008)

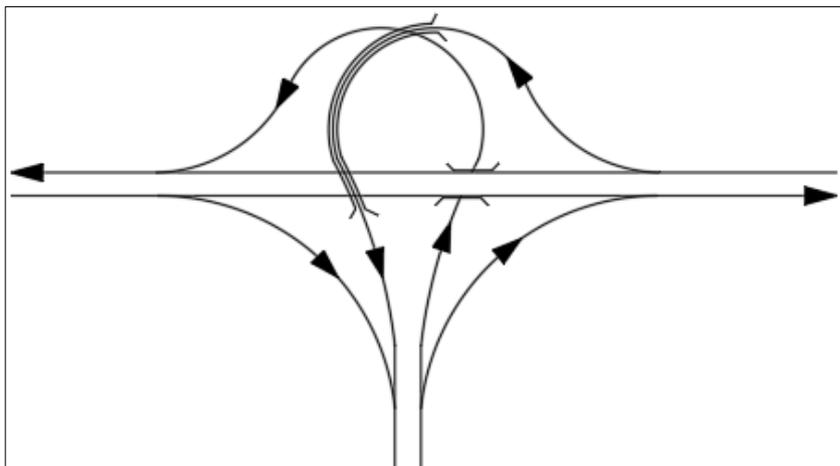


Figura 31 Semidireccional

Fuente: (Papazian, 2008)

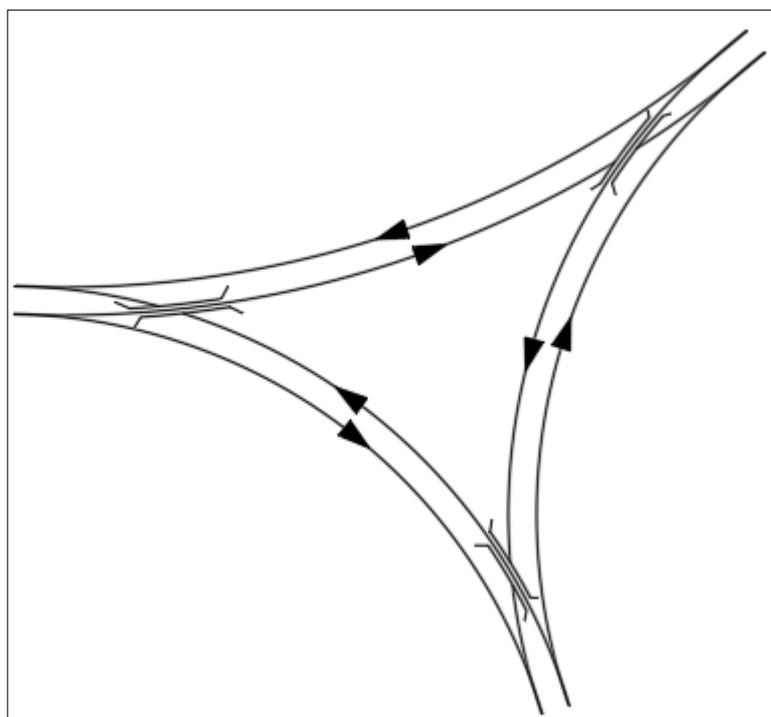


Figura 32 Direccional

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.11 Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De cuatro tramos

Trébol:

- Resuelve los giros a la izquierda con lazos.
- Resuelve los giros a la derecha con ramales directos.
- 1 obra de paso.

- Ocupa bastante superficie.

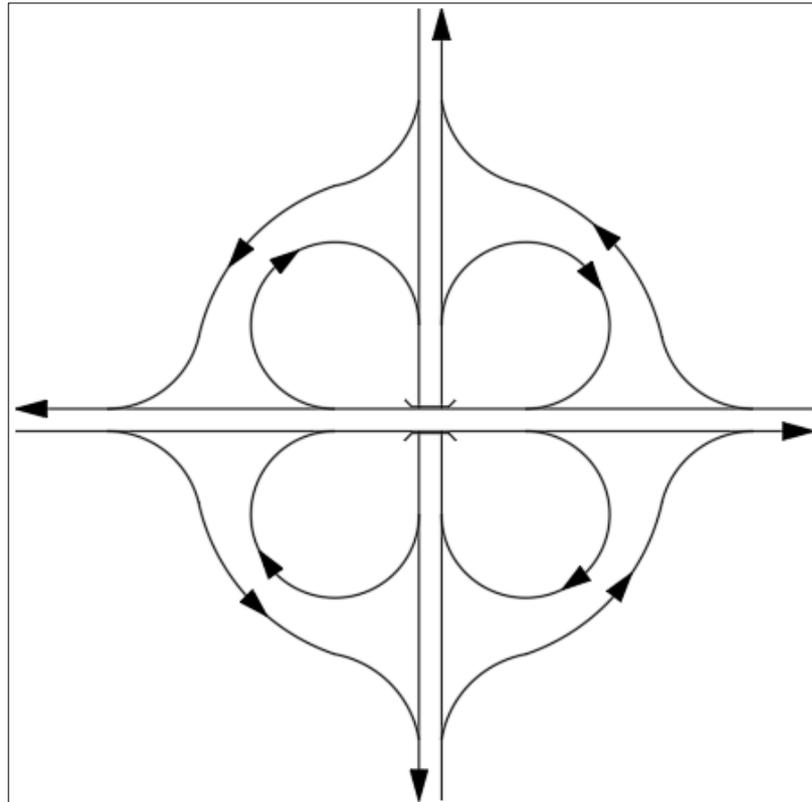


Figura 33 Trébol

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.12 Intersección diamante

- Los giros a la izq. se resuelven con ramales semirectos
- Ocupación reducida
- 1 obra de paso

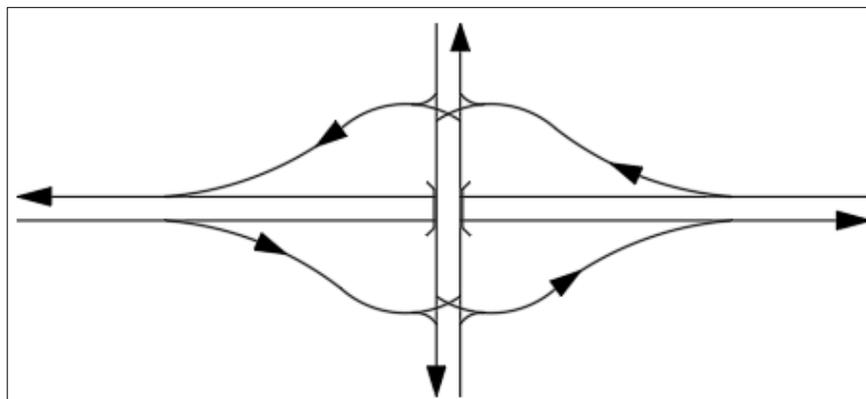


Figura 34 Diamante normal

Fuente: (Papazian, 2008)

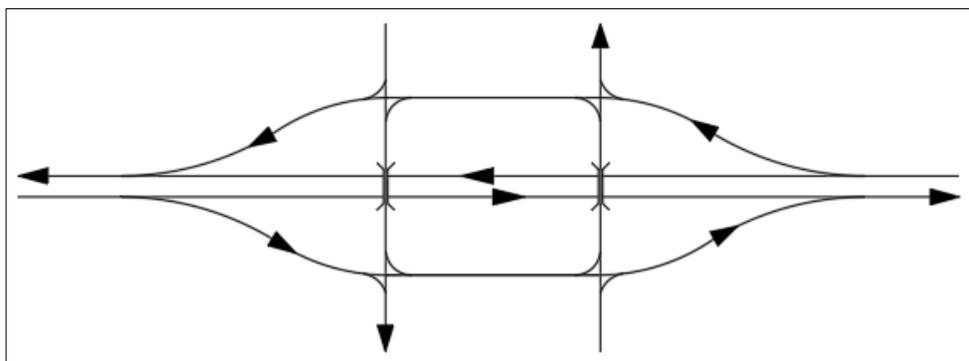


Figura 35. Diamante partido

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.13 Intersecciones a distinto nivel (enlaces). De cuatro tramos

Trébol modificado:

- Se reemplazan algunos lazos por otros tipos de ramal de mayor capacidad
- Requieren más obras de paso

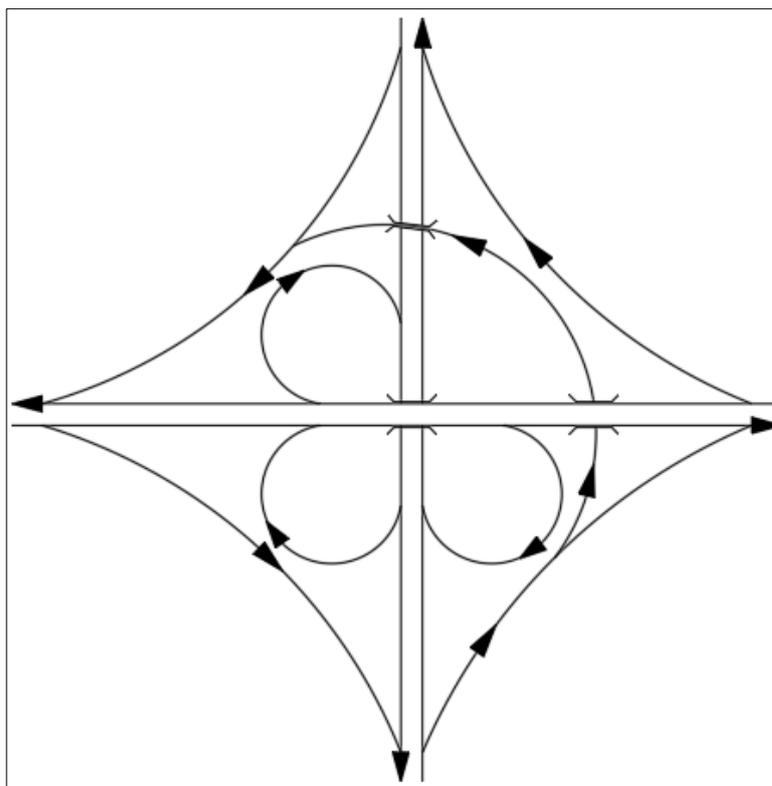


Figura 36. Trébol modificado

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.14 Intersección Semidireccional completo

- Giros c/ramales semidirectos

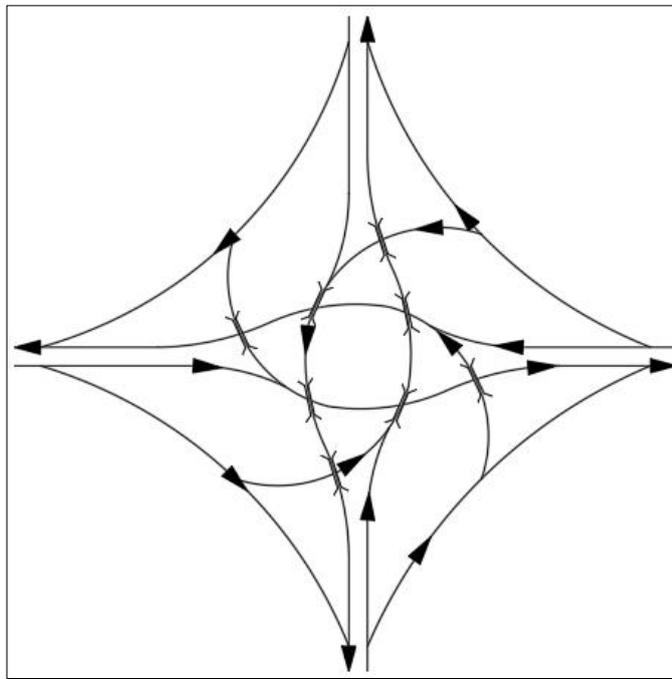


Figura 37. Semidireccional completo

Fuente: (Papazian, 2008)

2.3.15 Intersección direccional completo

- Giros c/ramales directos

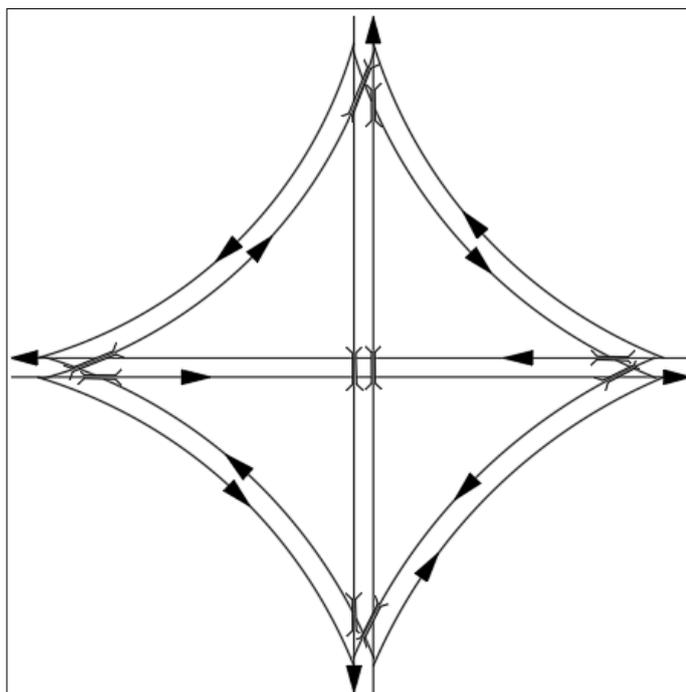


Figura 38. Direccional completo

Fuente: (Papazian, 2008)

2.4 Población

La tasa de crecimiento de la población total del Distrito ha seguido una tendencia decreciente a partir de 1982. Entre 1950 y 1962 la población se incrementó en un promedio anual de 3,9%, entre 1962 y 1974 disminuye al 3,6%; en el siguiente período inter-censal (1974 – 1982) asciende a una tasa de crecimiento de 4,5% promedio anual, para luego descender en forma persistente hasta alcanzar en el último período inter-censal (2001 – 2010) una tasa de 2,2% promedio anual. (Hernandez Salinas, 2013)

Tabla 4
Población del DMQ

INDICADOR	TOTAL DISTRITO		QUITO URBANO ⁴		QUITO RURAL ⁵	
	2010	2001	2010	2001	2010	2001
Censo						
Población	2'239.191	1'842.201	1'619.146	1'411.595	620.045	430.606
• Hombres	1'088.811	893.716	783.616	675.576	305.195	218.140
• Mujeres	1'150.380	948.485	835.530	725.128	314.850	223.357
Población proyectada al año 2011	2'305.475		1'658.809		646.666	
Población proyectada al año 2022	2'787.040		1'914.410		872.630	
Tasa de crecimiento (%) 2001-2010	2.2	2.6	1.5	2.2	4.1	4.8
Hogares Pobres (%)	12.8	22.2	11.2	19.9	17.3	30.1
Hogares en Extrema Pobreza (%)	2.3	8.2	1.7	5.9	4.1	15.3
Población pobre	360.399		236.698		123.701	
Población en extrema pobreza	71.040		39.518		31.522	

Fuente: (Intituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2010)

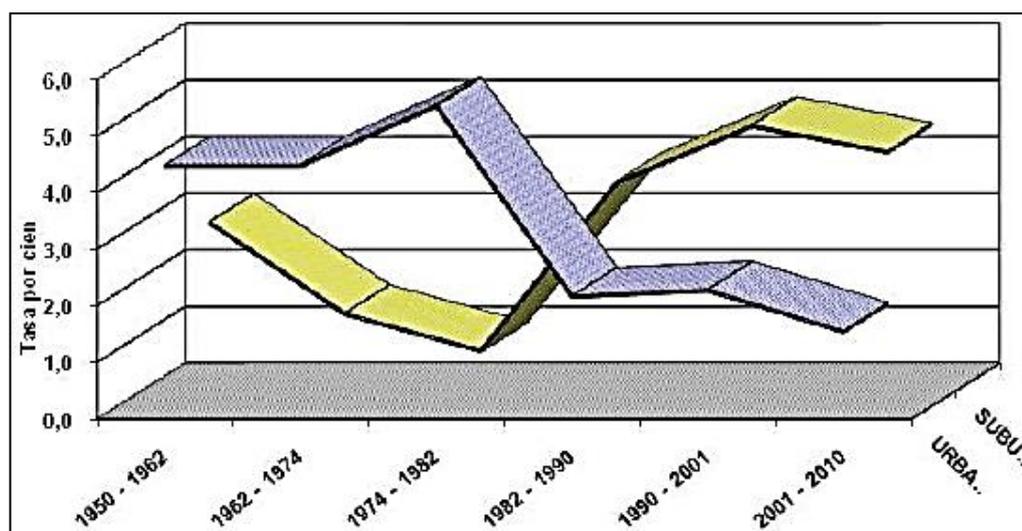


Figura 39 Tasa de crecimiento poblacional por área de 1950 al 2010

Fuente: (Intituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2010)

El estudio de la población, más conocido como demografía, proporciona herramientas valiosas de información que nos permiten analizar, conocer, mejorar, administrar, solventar y desarrollar programas para planificación de tipo sanitario, de educación, vivienda, seguridad social, trabajo y ecológicos para los habitantes de las ciudades. (Hernandez Salinas, 2013)

Es necesario realizar un análisis de la población del sector de Puengasí debido a que sus habitantes son los afectados directos por factores como la contaminación, el

tráfico, entre otros, de igual manera se verán afectados al momento de realizar las obras que solucionen el tráfico e incluso sufrir la expropiación de su vivienda.

Los inconvenientes son constantes para los habitantes del sector, pero es un problema que va más allá, ya que por esta intersección circulan vehículos que provenientes del DMQ, Valle de los Chillos e incluso de otras ciudades.

Por tal motivo se puede observar:

Tabla 5
Población en la parroquia Puengasí

POBLACIÓN POR GRUPOS DE EDAD Y SEXO (En Porcentajes)						
Población (HABITANTES)	Hombres		Mujeres		Total	
	Valores Absolutos	Porcentajes	Valores Absolutos	Porcentajes	Valores Absolutos	Porcentajes
Población 0 - 4 años	45	11.31%	44	10.53%	89	10.91%
Población 5 - 9 años	44	11.06%	43	10.29%	87	10.66%
Población 10 - 14 años	31	7.79%	44	10.53%	75	9.19%
Población 15 - 19 años	41	10.30%	49	11.72%	90	11.03%
Población 20 a 24 años	38	9.55%	36	8.61%	74	9.07%
Población 25 a 29 años	47	11.81%	42	10.05%	89	10.91%
Población 30 a 34 años	27	6.78%	30	7.18%	57	6.99%
Población 35 a 39 años	27	6.78%	25	5.98%	52	6.37%
Población 40 - 44 años	22	5.53%	32	7.66%	54	6.62%
Población 45 - 49 años	24	6.03%	16	3.83%	40	4.90%
Población 50 - 54 años	16	4.02%	16	3.83%	32	3.92%
Población 55 - 59 años	5	1.26%	8	1.91%	13	1.59%
Población 60- 64 años	11	2.76%	19	4.55%	30	3.68%
Población 65 - 69 años	10	2.51%	4	0.96%	14	1.72%
Población 70 - 74 años	4	1.01%	3	0.72%	7	0.86%
Población 75 años y más	6	1.51%	7	1.67%	13	1.59%
TOTAL	398	100.00%	418	100.00%	816	100.00%

Fuente: (Hernandez Salinas, 2013)

Tabla 6

Porcentaje de población capacitada para conducir

POBLACIÓN POR GRUPOS DE EDAD Y SEXO			
(En Porcentajes)			
Población (HABITANTES)	Total		% Población capacitada para conducir
	Valores Absolutos	Porcentajes	
Población 15 -19 años	90	11.03%	66.79%
Población 20 a 24 años	74	9.07%	
Población 25 a 29 años	89	10.91%	
Población 30 a 34 años	57	6.99%	
Población 35 a 39 años	52	6.37%	
Población 40 - 44 años	54	6.62%	
Población 45 - 49 años	40	4.90%	
Población 50 - 54 años	32	3.92%	
Población 55 - 59 años	13	1.59%	
Población 60- 64 años	30	3.68%	
Población 65 - 69 años	14	1.72%	

El porcentaje de la población en capacidad de conducir vehículos es de 66.79%, considerando un rango de edades desde los 18 a los 70 años.

Con los datos de la población en parroquia de Puengasí podemos determinar cuál es el sector más afectado mediante el diagrama de Pareto, en el cual podemos observar que el 80 % de la población se encuentra en un rango de 0 hasta los 44 años de edad, por tal motivo se debe dar solución al transporte utilizado por esta población para poder disminuir el problema aproximadamente en el 80%, para ello hay que tener en cuenta que las actividades más usuales en este rango de edad es el trabajo y los estudios.

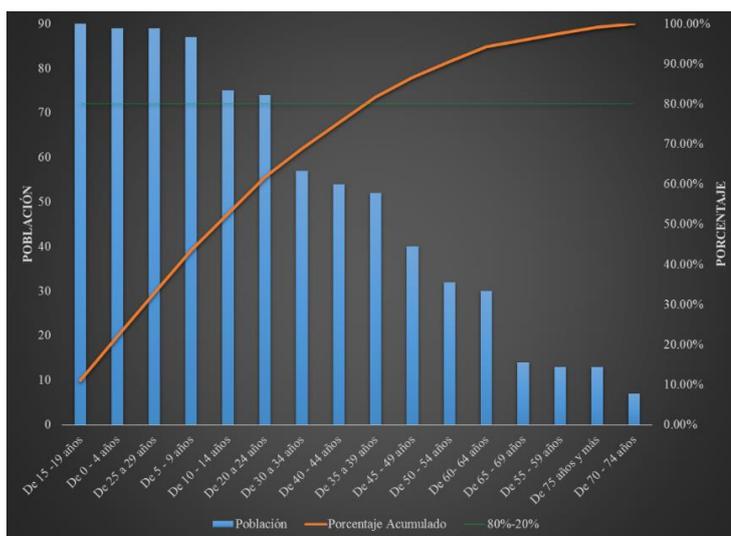


Figura 40 Diagrama de Pareto para la población de la parroquia de Puengasí

2.5 Crecimiento vehicular

La siguiente figura muestra la evolución del parque vehicular en el DMQ, según estimaciones de la revisión técnica vehicular y la Gerencia de Planificación de la Movilidad, donde puede verse un incremento considerable pasando de 450000 vehículos en el año 2010 a estar cerca de los 800000 vehículos en el 2016, dando un aproximado del 6.5% de promedio anual en el incremento del parque vehicular.

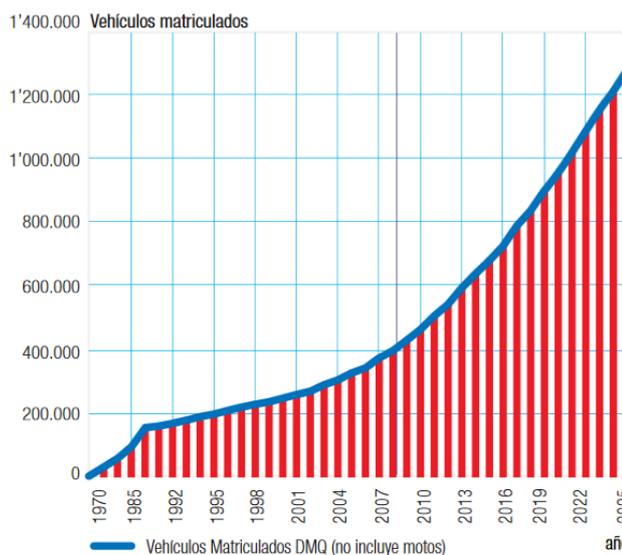


Figura 41 Evolución del parque vehicular en el DMQ

Fuente: (Municipio del DMQ, Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito, 2009)

En la Tabla 7 se especifica de mejor manera el incremento del parque vehicular pasando de 1 vehículo cada 7 habitantes a inicios del 2001, hasta el 2016 en el que se tiene 1 vehículo cada 3 habitantes y proyecciones de 1 vehículo cada 2 habitantes en el 2022.

Tabla 7

Número de vehículos por habitante

Año	Vehículos	Hab
1970	1	20
1985	1	13
1992	1	8
1995	1	8
1998	1	7
2001	1	7
2004	1	7
2007	1	6
2010	1	5
2013	1	4
2016	1	3
2019	1	3
2022	1	2
2025	1	2

Fuente: (Municipio del DMQ, Proyección vehicular, 2014)

La mayor cantidad de viajes en el DMQ se producen en la macro zona Norte seguido de la macro zona Quitumbe y sur urbano, esto se produce porque en los sectores mencionados se concentra gran cantidad de la población del DMQ.

Tabla 8

Flujos principales de la movilidad en el DMQ

Flujos principales de viajes (origen – destino y viceversa)		Porcentaje de viajes totales (%)	Partición modal de viajes (%)	
Macro zona origen	Macro zona destino		Colectivo	Liviano
Norte	Norte	16,12	55,61	44,39
Quitumbe y sur urbano	Quitumbe y sur urbano	15,15	79,15	20,85
Norte	La Delicia urbano y Calderón	10,52	70,82	29,18
Quitumbe y sur urbano	Norte	7,69	81,45	18,55
Centro	Norte	7,03	72,94	27,06
Quitumbe y sur urbano	Centro	6,57	85,94	14,04
La Delicia urbano y Calderón	La Delicia urbano y Calderón	6,11	71,43	28,57
Tumbaco y Aeropuerto	Tumbaco y Aeropuerto	3,83	73,73	26,27

Fuente: (Municipio del DMQ, Plan de Desarrollo 2012-2022, 2011)

Respecto a las actividades que realiza la población se ha logrado obtener datos por motivos de viajes, siendo los estudios la principal razón seguida por el trabajo, tal como se esperaba en el diagrama de Pareto representado en la figura 39.

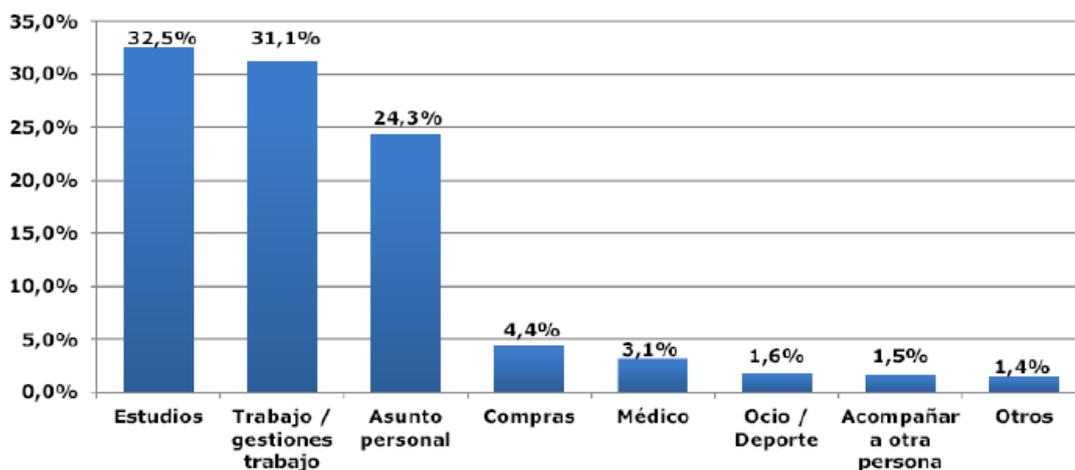


Figura 42 Viajes según motivo prioritario

Fuente: (Intituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2010)

Mediante la clasificación de la población elaborada por el Metro de Madrid para el Metro de Quito se obtiene las horas pico de viajes por edad, donde se puede observar que las personas entre los 4 y 24 años son en su gran mayoría estudiantes los cuales tienen horarios definidos para sus labores, estos horarios destacan en 3 picos durante el día, mientras que la población comprendida entre los 25 y 44 años muestran picos

muy parecidos con mayor carga en los extremos, y finalmente la población que tiene más de 45 años presenta una distribución homogénea en los viajes sin marcar horas pico definidas, con estos datos obtenemos la siguiente figura:

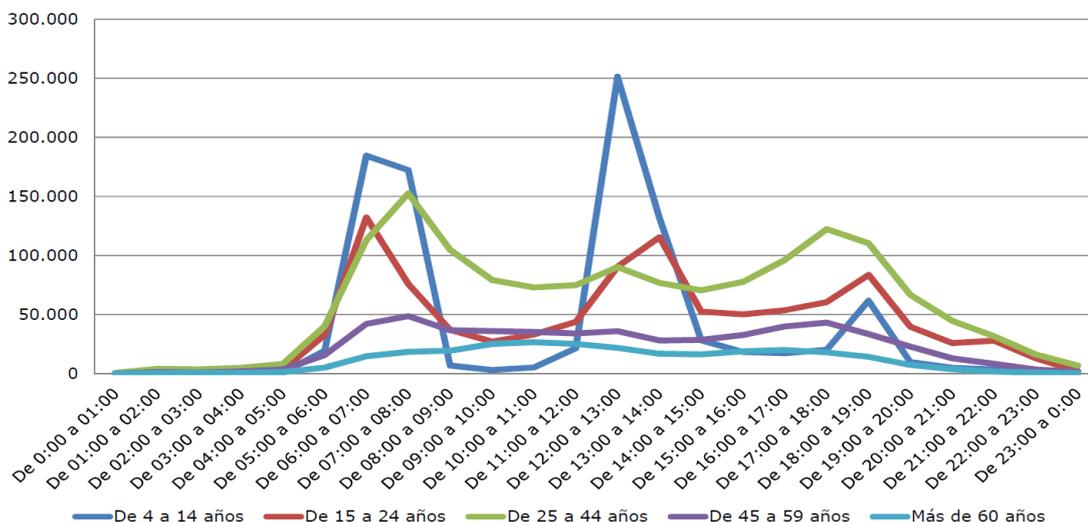


Figura 43 Viajes por periodo horario según grupo de edad

Fuente: (Metro de Madrid, 2010)

Los viajes que necesitan una movilidad por el trabajo presentan 2 picos uno en la mañana y otro en la tarde los cuales son a la hora de ingreso y salida, mientras que los viajes por estudios presentan 3 picos, el más destacado se encuentra al medio día, los empleados independientes tienen una distribución homogénea a lo largo del día

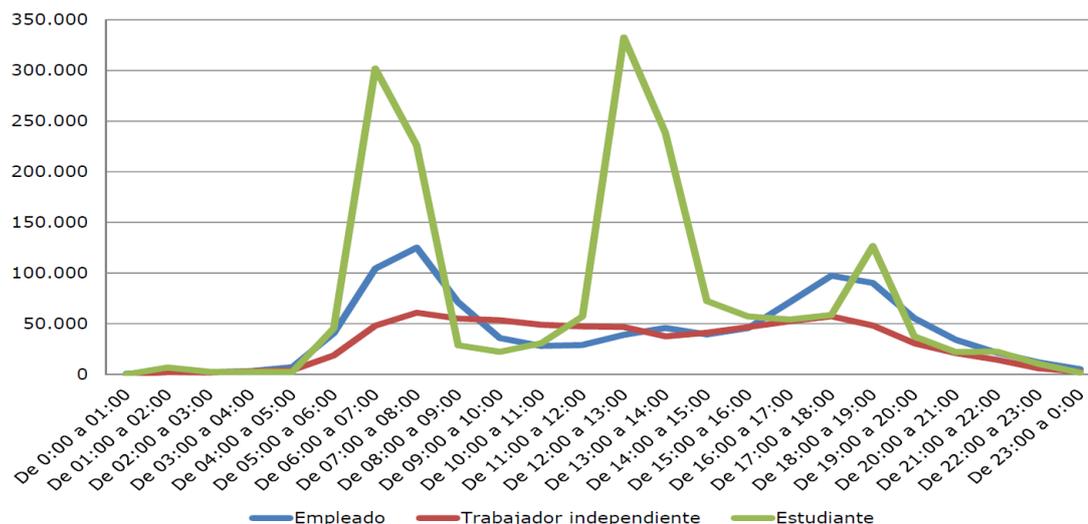


Figura 44 Viajes por periodo horario según actividad

Fuente: (Metro de Madrid, 2010)

2.6 Conteos vehiculares

Los estudios de volúmenes de tráfico se realizan mediante conteos vehiculares para recolectar el número de vehículos que pasan por un punto determinado en una instalación de una carretera o una calle, durante un periodo específico de tiempo. Este periodo de tiempo varía desde 15 min hasta un año, dependiendo del objetivo de la investigación.

Los conteos se realizan mensualmente por lo menos en tres días de la semana (ejemplo: lunes, jueves y viernes), y también es preferible realizar los conteos en sábado o domingo para obtener información sobre los volúmenes de fines de semana. Los datos recolectados también pueden clasificarse en sub-categorías como: clasificación de los vehículos y movimientos direccionales.

Los estudios de volumen de tráfico se realizan cuando se requieren ciertas características de volumen, como:

- Tráfico promedio diario anual. - Es el promedio de los conteos de 24 horas recolectados todos los días del año.
- Volumen de hora pico. - Es el número máximo de vehículos que pasan por un punto durante un periodo de 60 minutos consecutivos.
- Clasificación de vehículos. - Registra el volumen respecto al tipo de vehículo, por ejemplo: automóviles, buses, camiones de 2 ejes o camiones de tres ejes.

Los conteos vehiculares de tráfico pueden ser realizados por métodos automáticos o métodos manuales, la resolución de escoger uno u otro método depende en gran parte de los medios disponibles y la calidad de resultados que se desee obtener.

Contando con suficiente personal y adecuadamente preparado, los conteos manuales suministran una información más completa durante periodos cortos de tiempo.

El procedimiento para la realización de estos conteos consiste en colocar uno o dos observadores en una determinada estación para que anoten el paso de cada vehículo por un punto fijo en un formulario especial, en el que los contadores además de anotar el paso del vehículo deben clasificarlo según su tipo.

Las desventajas del método de conteo manual son:

- Requiere una cantidad grande de mano de obra y por lo tanto es caro.
- Está sujeto a las limitaciones de los factores humanos.

- No puede usarse para periodos largos de conteo.

2.7 Cálculo del TPDA

Antes de definir lo que es el TPDA es necesario tener claro los siguientes conceptos:

Volumen de Tráfico. - Número total de vehículos que pasan por un lugar durante un lapso de tiempo determinado. Los lapsos de tiempo más usados son la hora y el día, teniéndose así el tráfico horario y el tráfico diario.

- Tráfico Horario. - Número total de vehículos que pasan durante una hora.
- Tráfico Diario. - Número total de vehículos que pasan durante un día.

Volumen Máximo Horario (hora pico VHP). - Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante una hora. Es el representativo de los periodos de máxima demanda que se pueden presentar durante un día en particular. Es decir, la hora pico es la hora de máxima demanda.

Factor de Hora Pico. - Los volúmenes de tráfico horarios están sujetos a variaciones, las mismas que pueden llegar a ser representativas y consistentes, dependiendo del día de la semana y del uso habitual que se hace de la carretera o calle en estudio. Habitualmente existen periodos en el día en el que el volumen horario es máximo mientras que hay periodos en el que el tráfico decae notablemente. Estos cambios de volumen pueden ser bastante diferentes de un tipo de calle o intersección a otro, para el mismo periodo máximo. Por lo que es importante conocer la variación del volumen dentro de las horas de máxima demanda y cuantificar la duración de los flujos máximos. Las variaciones dentro de la hora están dadas por las diferencias entre los flujos de tráfico en periodos menores de una hora y se expresa mediante el FHP.

Tráfico Promedio Diario. - Es el promedio de los volúmenes diarios registrados que pasan durante un periodo dado, igual o menor a un año y mayor que un día. Los más usuales son: el tráfico promedio diario semanal (TPDS), el tráfico promedio diario mensual (TPDM) y el tráfico promedio diario anual (TPDA).

Tráfico Promedio Diario Anual. - Es la unidad de medida del tráfico de un carril o calzada determinada. Para llegar a determinar este valor, lo ideal sería disponer de los datos de una estación de conteo permanente que permita conocer las variaciones diarias, semanales y estacionales.

En los estudios de tráfico generalmente se determina el TPD y a partir de este valor se estima el TPDA mediante la aplicación de factores de corrección estacional. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2013)

2.8 Niveles de servicio

Denominada LOS por sus siglas en inglés, es una medida cualitativa que depende de las condiciones de circulación, fue creada por el HCM 2010 para analizar la capacidad de un tramo de carretera la cual es necesaria para el diseño para poder satisfacer la demanda.

El HCM denomina a los Niveles de Servicio como “una medida de calidad que describe las condiciones de funcionamiento dentro de un flujo de tráfico, por lo general en términos de medidas de servicios tales como la velocidad y el tiempo de viaje, la libertad de maniobra, las interrupciones de tráfico, y la comodidad y convivencia” (Martínez Aldeán, 2014)

El HCM clasifica los Niveles de Servicio en 6 diferentes tipos asignando letras desde la A hasta la F del mejor al peor, es decir el tipo A presenta las mejores condiciones de circulación mientras que el tipo F las peores.

Nivel de servicio A

Cumple con los requisitos necesarios para ser de libre circulación, ya que los vehículos pueden circular libremente sin variar la velocidad que su conductor considere conveniente, no se ven obligados a disminuir su velocidad por otros vehículos ya que pueden rebasar con facilidad, presenta gran comodidad psicológica y física en los conductores.



Figura 45 LOS A

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

Nivel de servicio B

Posee condiciones de circulación estable, en la cual se existe pequeños intervalos de tiempo en los que se ve afectado los conductores más rápidos por vehículos que circulan de manera más lenta, sin embargo, no producen congestión vehicular ya que existen ocasiones para rebasar.



Figura 46 LOS B

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

Nivel de servicio C

Un número importante de conductores debe adaptar su velocidad de acuerdo a los vehículos que van por delante ya que las posibilidades de rebasar disminuyen, se forman grupos de vehículos que circulan a la misma velocidad, la circulación es estable, pero pueden existir intervalos en los que se presenta congestión vehicular. No se produce detención total del tráfico.



Figura 47 LOS C

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

Nivel de servicio D

La velocidad de viaje de todos los vehículos debe acoplarse a los vehículos que les anteceden, las posibilidades de rebasar son mínimas debido a las largas colas de vehículos que se generan, la velocidad de viaje se reduce, el mínimo incremento en el tráfico ocasiona congestión vehicular e incluso la detención total por periodos cortos de tiempo.



Figura 48 LOS D

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

Niveles de servicio E

Alcanza la capacidad de carretera debido a sus condiciones de circulación, la velocidad media de los vehículos es similar por lo que no es posible rebasar, se forman largas filas de vehículos con distancias cortas entre ellos, la circulación es pausada con continuos arranques y detención vehicular.



Figura 49 LOS E

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

Niveles de servicio F

Presenta congestión vehicular, se produce porque la cantidad de vehículos que ingresan en este tramo de carretera es superior a los que salen, en este tramo los vehículos circularan lentamente y con detenciones prolongadas, la cola de vehículos depende del tiempo que haya transcurrido desde que empezó la congestión debido a que el número de vehículos seguirá incrementando, esta situación revela que la capacidad es deficiente frente a la demanda.



Figura 50 LOS F

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

2.9 Micro simulación de tráfico

Un modelo es la representación matemática de un sistema o una configuración diseñada del conjunto que se desea analizar para cierto propósito (REA, 2015). En cuanto por sistema, se entiende a un conjunto de elementos que se interrelacionan entre sí para lograr un comportamiento global. Entonces, modelar un sistema consiste en el proceso que se desarrolla para presentar con exactitud lo que se desea estudiar (CCSYA, 2015).

El tránsito o tráfico es la circulación de personas en el interior de un sistema. Algunas de ellas pueden estar en vehículos o en el espacio público. Por ello, la

ingeniería de tráfico es la aplicación de técnicas para aminorar los impactos sociales, urbanos y ambientales derivados del tránsito (Fernández, 2009).

Esta modelación permite conocer la situación actual del proyecto y predecir la futura condición del flujo vehicular a través de los parámetros considerados para el estudio.

En estos últimos años, los modelos microscópicos han sido ampliamente utilizados para el análisis del funcionamiento del tráfico. Esto se debe a la seguridad, bajo costo y menor tiempo de análisis en comparación a las pruebas in situ (Byungkyu & Schneeberger, 2007). PTV Vissim es uno de los softwares que está basado en el estudio de un modelo microscópico.

Su análisis permite predecir los potenciales problemas que presenta el proyecto estudiado. Si bien es cierto que en este tipo de modelo existen múltiples parámetros de eficiencia, se deberá trabajar con los más importantes: los adecuados para el proyecto desarrollado.

Finalmente, cabe mencionar que cuando se habla del modelo microscópico, no se refiere a un alcance geográfico del área de estudio, sino a un profundo análisis del funcionamiento del tráfico. (Alcalá Ramos, 2016)

2.10 Sistemas de señalización

Los sistemas de señales de tránsito, más generalizados en el mundo son: el Sistema Norteamericano, el Sistema Europeo y el Sistema preparado por las Naciones Unidas, que es una combinación de las anteriores. (Oña Toapanta, 2012)

Señalización horizontal

Su función principal es dirigir el tráfico a través de la vía, proporcionando a su vez información al conductor sin necesidad de retirar la vista de la vía. La demarcación horizontal se clasifica en:

1. Líneas.
2. Mensajes.
3. Palabras.

4. Flechas.
5. Otras simbologías que se dibujan sobre la calzada.
6. Otros elementos como marcas de pavimento sobresalidas o bordillos montables.

Señalización vertical

Se clasifica en:

1. Señales regulatorias.
2. Señales preventivas.
3. Señales informativas.
4. Señales de construcción.

Semáforos

Son dispositivos eléctricos, su función es la de ordenar y regular el tránsito de vehículos y peatones mediante las luces roja, amarilla y verde. Son operados por una unidad de control (Oña Toapanta, 2012). Según el mecanismo de operación de los controles los semáforos se clasifican en:

1. Semáforos para el control del tránsito. Pueden ser no accionados por el tránsito, accionados por el tránsito, totalmente accionados por el tránsito, parcialmente accionados por el tránsito



Figura 51 Semáforos para control del tránsito

Fuente: (Fascia, 2017)

2. Semáforos para el paso peatonal. Se utilizan especialmente en zonas de alto flujo peatonal y en zonas escolares.



Figura 52 Semáforos para el paso peatonal

Fuente: (Fascia, 2017)

3. Semáforos especiales, son semáforos encargados de casos particulares que se pueden presentar en la vía como el paso de bicicletas, el cruce con vías férreas, el control del flujo vehicular en cada carril, entre otros.



Figura 53 Semáforos para la regulación del uso de carriles

Fuente: (Fascia, 2017)

2.11 Highway Development and Management

El HDM-4 es una herramienta diseñada para apoyar la toma de decisiones de carácter económico debido a que permite obtener un conjunto de resultados los cuales son los siguientes:

1. El análisis, la evaluación técnica y la evaluación económica de proyectos viales mediante la comparación de las alternativas.
2. La planeación y presupuesto para obras de conservación en proyectos viales.
3. La programación de trabajos de conservación.
4. La optimización de recursos disponibles.
5. La priorización para intervenir en determinados corredores viales de una red.
6. El seguimiento y control de la eficiencia de trabajos de conservación, y en general evaluar el deterioro de un pavimento.

Los reportes que genera el HDM-4 en el modelo de evaluación económica son:

- Indicadores económicos de rentabilidad: Tasa Interna de retorno (TIR), Valor Actual Neto (VAN) y Relación Beneficio/Costo (B/C).
- Elabora un flujo de costos anuales de la administración y del usuario.
- Determina los costos de operación de vehículos, costo del tiempo de viaje.

- Simula el deterioro del pavimento en la etapa de operación y mantenimiento de la carretera durante la etapa de vida útil del proyecto.

Es necesario analizar los indicadores económicos de rentabilidad, ya que sirven de base en la toma de decisiones sobre invertir o no en la ejecución del proyecto.

2.12 Evaluación económica

La evaluación económica de los proyectos consiste en un análisis diferencial entre una “situación de referencia” sin proyecto con una “situación de proyecto” con el proyecto realizado. Ambas situaciones se proyectan de manera independiente durante todo el periodo de estudio, tanto del punto de vista técnico (evolución de las características de la carretera) como económico (crecimiento del tráfico).

Luego se comparan los costos correspondientes y se estiman anualmente:

- Los costos adicionales: inversión y mantenimiento de la carretera.
- Los beneficios: ahorros de costos de operación vehicular y de tiempo, beneficios relacionados con el tránsito generado.

A partir de los flujos anuales de costos y beneficios se calculan los indicadores económicos siguientes:

- El Valor Actual Neto (VAN).
- La Tasa Interna de Retorno (TIR).
- La razón Beneficio/Costos (B/C).
- El año óptimo de puesta en servicio.

2.12.1 Valor Actual Neto (VAN)

Es un método mediante el cual se sitúa el valor del dinero de los ingresos futuros y egresos futuros en momento presente, facilitando la selección de la estrategia de un proyecto desde el punto de vista financiero.

Para poner todos los ingresos futuros y egresos futuros en dinero actual es indispensable utilizar una tasa de interés “i” compite con la Tasa Mínima Aceptable de Rendimiento (TMAR), la cual aplica el inversionista en sus negocios, por tanto:

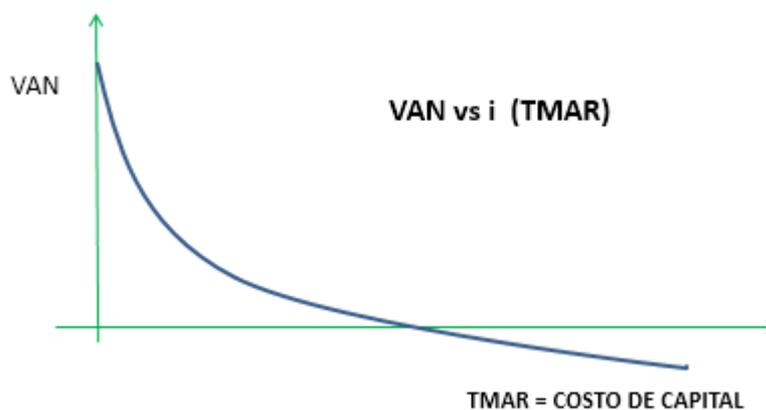


Figura 54 VAN vs TMAR

Fuente: (Ing. Carrión Estupiñán, 2016)

- Si el $VAN > 0$ habrá una ganancia por encima de la tasa que se utilice para evaluar el proyecto.
- Si el $VAN = 0$ significa que la inversión produce la rentabilidad a la tasa de interés prevista.
- Si el $VAN < 0$ el proyecto no es aconsejable, porque produce pérdida.
- Si el evaluador se impone una TMAR del 90% al realizar el cálculo del VAN este valor será mayor.

El VAN de un proyecto a una tasa de descuento “i” es igual a la sumatoria del valor presente de los ingresos menos la sumatoria del valor presente de los egresos. Ese valor representa la ganancia extraordinaria que genera el proyecto, medida en valores actuales, es decir, en dinero de hoy día.

Un concepto económico importante es el llamado riesgo país, el cual es el índice de bonos de mercados emergentes, el cual expresa el movimiento de precios de títulos negociados en moneda extranjera. Se expresa como un índice de rentabilidad sobre la implícita en bonos del tesoro de los Estados Unidos.

En un proyecto vial, los ingresos corresponden a los beneficios para los usuarios y para la entidad vial. Los egresos corresponden a los costos de ejecución de las obras, el mantenimiento y su operación.

Para calcular el VAN se utiliza la siguiente fórmula:

$$VAN = \sum_{i=1}^n (B_i - C_i) \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

Donde:

VAN:	Valor Actual Neto
Bi:	Beneficio futuro
Ci:	Costo futuro
i:	Tasa de descuento
n:	Año en el cual se realiza el gasto o se obtiene el beneficio.

Una inversión será rentable cuando el valor actual de los beneficios o flujos de ingresos es mayor que el valor actual de los flujos de costos o gastos.

Para el caso particular de comparación de estrategias de rehabilitación de pavimentos, se puede utilizar la siguiente ecuación modificada.

$$VAN = \sum_{Y=1}^Y \frac{\Delta BN_{kY(a-b)}}{[1 + 0.01 * i]^{Y-1}}$$

Donde:

$\Delta BN_{ky(a-b)}$:	Beneficio económico neto de la estrategia “a” relativa a la estrategia “b”, en el año “y” para el tramo de carretera “k”
i:	Tasa de descuento
Y:	Periodo de análisis especificado

Este método permite aplicarse a proyectos con diferentes períodos de vida en servicio o con etapas ya desarrolladas. Asimismo, se puede aplicar entre diferentes estrategias y cada una podrá compararse con otra estrategia llamada “base”, la cual puede ser la estrategia sin proyecto. Además, el evaluador dispondrá de los costos y los beneficios en un solo número en términos presentes, fácilmente calculables, lo que le facilitará sus análisis. (Ministerio de Transporte & Instituto Nacional de Vías, 2008)

2.12.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

Es un índice que mide la rentabilidad de una inversión, por lo que es un requerimiento fundamental para un proyecto vial. Es la tasa de descuento con la cual el VAN se hace igual a cero. En consecuencia, representa la tasa de interés a partir de la cual se puede tomar la decisión de invertir en el proyecto. Dada la relación entre la TIR y el VAN, los resultados obtenidos por ambos métodos para el mismo proyecto deben ser similar.

El procedimiento que se usa para calcular la TIR varía, dependiendo del número de estrategias por analizar y de la forma como se encuentren distribuidos los ingresos y los egresos en el período de análisis.

Para el cálculo TIR se tiene la siguiente fórmula:

$$\sum_{Y-1}^Y \frac{\Delta BN_{kY(a-b)}}{[1 + 0.01 * i]^{Y-1}} = 0$$

Donde:

- $\Delta BN_{ky(a-b)}$: Beneficio económico neto de la estrategia “a” relativa a la estrategia “b”, en el año “y” para el tramo de carretera “k”
- i: Tasa de descuento
- Y: Periodo de análisis especificado

La estrategia con la mayor tasa interna de retorno será la mejor a seleccionar y aplicar. Dependiendo de la naturaleza del flujo de beneficios, $\Delta BN_{ky(ab)}$, es posible encontrar una o más soluciones. (Ministerio de Transporte & Instituto Nacional de Vías, 2008)

2.12.3 Análisis Coste – Beneficio

El análisis coste-beneficio (ACB) es una de las técnicas más utilizadas para el cálculo de la rentabilidad socioeconómica de proyectos de inversión, pese a las limitaciones que pueda plantear. Se desarrolla principalmente para la evaluación de los proyectos públicos, proyectos que requieren un método por el que los beneficios y costes del mismo puedan ser identificados y valorados desde la perspectiva de la sociedad. Cada intervención pública supone un impacto sobre la sociedad, y ya que el mecanismo de precios no es útil en estos casos, el ACB se emplea generalmente para analizar y evaluar las políticas públicas, con el propósito de lograr los objetivos de eficiencia y equidad. (Analistas Económicos de Andalucía, 2016)

En el ACB se identifican y evalúan en términos monetarios todas las posibles ganancias o pérdidas de una determinada alternativa, con objeto de comparar distintos proyectos y determinar cuál de ellos resulta más beneficioso desde el punto de vista social. Una vez evaluados estos costes y beneficios, éstos se emplean en el cálculo de

los valores actualizados netos (VAN), la tasa interna de rentabilidad (TIR) o la relación beneficios/costes, medidas que ayudarán a decidir cuál de las alternativas posibles proporciona mayores beneficios a la sociedad. Este análisis debería considerar tanto los beneficios y costes directos, como los indirectos e intangibles, tales como los efectos, por ejemplo, sobre el medio ambiente o los impactos sobre futuras generaciones y sobre el bienestar de los distintos grupos socioeconómicos. Sin embargo, éstos últimos resultan difíciles de valorar, y generalmente no son computados en el ACB. (Analistas Económicos de Andalucía, 2016)

En definitiva, con este análisis se persigue cuantificar en términos monetarios los efectos que tiene la realización de un determinado proyecto de inversión sobre el bienestar de una sociedad. Para ello se estiman las pérdidas y las ganancias de bienestar que provoca la realización de dicho proyecto.

Se trata de estimar en cuanto cambia el bienestar de una sociedad con la realización de un determinado proyecto de inversión, en nuestro caso infraestructuras de transporte. (Analistas Económicos de Andalucía, 2016)

Para la presente investigación, se efectuará la evaluación económica del proyecto, a efectos de determinar su viabilidad.

CAPÍTULO III

3. SOFTWARE DE MICRO SIMULACIÓN

3.1 PTV Vissim

Es un programa computacional desarrollado por la empresa Planung Transport Verkehr AG (PTV) en Karlsruhe, Alemania. Fue desarrollada por la universidad de Karlsruhe en la década de los 80, apareciendo como herramienta comercial en formato para Windows en el año de 1992, actualmente es el líder en el mercado mundial, en Ecuador es el programa utilizado por el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito.

En el programa PTV Vissim se logra una simulación microscópica del tráfico, en el cual se puede modelar intersecciones y usuarios sean peatones, vehículos, entre otros, presentando un modelo realista con todos sus componentes.

EL software PTV Vissim comprende un extenso campo de utilización que va desde la ingeniería del tránsito, como por ejemplo la sincronización de semáforos, los sistemas de control de tránsito, la planificación del transporte, estudios de movilidad, entre otros, hasta lograr a una visualización en 3D para presentación.

PTV Vissim entrega resultados que facilitan determinar estrategias de optimización de semáforos, examinar los cruces complejos, conocer la viabilidad de un peaje en determinado lugar, entre otros.

El simulador permite analizar la variación de velocidades, evaluar y ajustar las señales según su prioridad, optimizar el flujo vehicular con semáforos coordinados, comparar alternativas entre señales de tránsito, glorietas e intercambios a desnivel.

3.2 Herramientas del software PTV Vissim

PTV Vissim es un software de simulación con el que se puede obtener animaciones del tráfico y resultados numéricos detallados, para que estos resultados sean confiables es necesario conocer las siguientes herramientas:

- **Background.** - Es una herramienta utilizada para insertar imagen de fondo (obtenida desde Google Earth), la cual sirve de base para trazar la red vial.

- **Link.** - Es una herramienta utilizada para figurar las vías diseñadas dentro de la red vial, en el cual se debe definir el número de carriles, el ancho entre carriles, la dirección en la que viaja el vehículo, entre otros.
- **Conectores.** - Es una herramienta utilizada para unir las vías trazadas.
- **Vehicle Inputs.** - Es necesario ingresar la cantidad de peatones y de vehículos que circulan por esta red vial, identificando los diferentes tipos de vehículos que se obtienen mediante un conteo vehicular clasificado.
- **Vehicle Routes – Static.** - Es necesario asignar las rutas que pueden seguir los peatones y los vehículos en la red vial.
- **Señales de tránsito.** - Para un correcto funcionamiento de una red vial es necesario asignar señales de tránsito, por ejemplo, los semáforos, los cuales existen en la intersección.
- **Reglas y prioridades.** - Es necesario asignar reglas en el modelamiento de la red vial tanto entre vehículos – vehículos y vehículos – peatones, dando prioridad a los peatones y a los carriles principales.
- **Comprobación del modelo realizado.** - Es necesario verificar si los datos de entrada fueron los correctos.
- **Calibrar el modelo y modelación del área de estudio.** - Es necesario modificar los parámetros hasta conseguir que los resultados obtenidos mediante el software sean similares a los datos de campo, con un nivel de confiabilidad y un margen de error.
- **Definición de los parámetros de evaluación.** - Es necesario verificar los parámetros de evaluación con un número mínimo de 15 corridas las cuales recomienda FHWA (2004).
- **Validación el modelo.** - Es necesario validar el modelo de la red vial mediante el análisis de la simulación del proyecto con un nuevo conjunto de datos de entradas de campo.

3.3 Infraestructura del modelo

El nivel de detalles en la construcción del modelo es parte importante del proyecto. Para analizar si el fallo es producido por las señales de tránsito, basta con un bosquejo de la infraestructura del modelo, pero si se estudia una intersección se necesita modelar

la infraestructura con mayor precisión, en cuyo caso es necesario que las redes viales se representen mediante escalas geométricas, sus medidas se pueden obtener mediante vistas satelitales, importaciones macroscópicas, fotografías aéreas, mediciones en CAD, mediciones manuales, entre otros.

En función de su naturaleza se puede presentar dos elementos diferentes en la simulación, los componentes estáticos y los componentes dinámicos.

3.3.1 Componentes estáticos

Son elementos permanentes que definen con exactitud el ambiente a simular. En los diferentes tramos de una vía se puede presentar variación en los carriles, por ejemplo, carril de doble sentido, carril de frenado y carril de desaceleración.

En una intersección es necesario definir los giros, ya que estos indican los lugares más accesibles para dirigirse del tramo en el que va el vehículo a otro con diferente destino.

Las señales de tránsito son componentes estáticos trascendentales, debido a que limitan el comportamiento de los vehículos en el tramo de la vía que circulan, conforme a la norma a la que estén sujetos. Finalmente, el conductor de cada vehículo es otro componente estático.

3.3.2 Componentes dinámicos

Son elementos que se caracterizan por variar en el tiempo y simultáneamente especifican la relación existente entre diversos componentes que intervienen en la micro simulación de tráfico, el nivel de detalle de los componentes indica la exactitud del modelo de simulación.

Existen componentes dinámicos que exponen el comportamiento de los vehículos en el tramo de la vía, entre los cuales destacan:

- Modelo de aceleración
- Modelo de cambio de carril
- Modelo de selección de ruta
- Modelo de generación de vehículo
- Modelo de incidencia
- Modelo de micro simulación Vissim

Para esta intersección se ha seleccionado el modelo de micro simulación Vissim debido a que fue desarrollado para modelar el tráfico, analizar la configuración de carriles, la semaforización, la composición y las señales de tránsito, entre otros. Llegando a ser una herramienta indispensable en la evaluación de las alternativas fundamentadas en el diseño y la planificación del tráfico vehicular.

3.3.3 Link y conectores

Son elementos imprescindibles para el modelamiento de la infraestructura en el software PTV Vissim, ya que estos representan los carriles que posee la red vial en el modelamiento, las intersecciones son unidas mediante nodos y links colocados a lo largo del tramo de vía analizado. Se emplean los conectores cuando se necesita fusionar dos o más links, de igual manera si se presenta un cruce entre ellos, otra posible opción es cuando en su ruta un link se divide en dos o más y se desea unificar o en el caso de existir variaciones como reducción del número de carriles, disminución del ancho de carriles, entre otros.

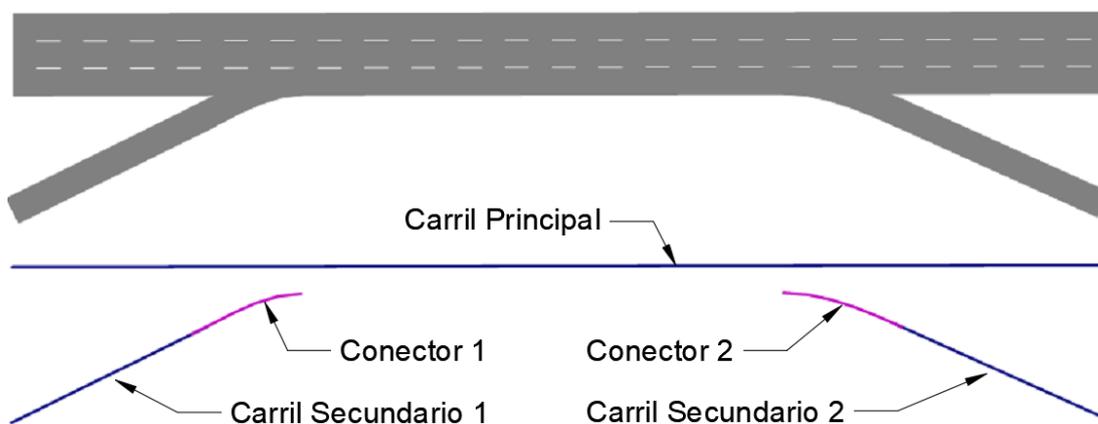


Figura 55 Enlaces y conectores que modelan la fusión y desvío de carreteras

Existen diferentes elementos puntuales que permiten un mejor funcionamiento del software PTV Vissim los cuales no poseen una longitud física dentro del software, pero deben ser situados en un punto dentro de un link o conector específico.

Entre los elementos puntuales más representativos tenemos:

- Señal del límite de velocidad, su función es ajustar la velocidad deseada en el instante que el vehículo pase por este punto.

- Señales de rendimiento y parada, estas se encargan de identificar la posición de los vehículos que producen movimientos menores, esperando a que produzcan movimientos importantes.
- Posteriormente tenemos la representación de los semáforos con la cual los vehículos se detendrán y dejarán espacios entre 0.5m y 1.5m antes de la señal.

3.4 Control del tráfico

Es necesario realizar un análisis del flujo de tráfico, debido a que es imprescindible conocer la circulación de los usuarios dentro de la red vial, durante este análisis se debe considerar si la intersección se encuentra semaforizada o no se encuentra semaforizada, estos casos deben ser desarrollados durante la simulación.

3.4.1 Intersecciones semaforizadas

Se caracteriza por realizar el modelo con la ayuda de los controladores de señal (signal control), estos cumplen la misma función que un semáforo ya que emplea las fases de tiempo: rojo, amarillo y verde, su cometido es controlar el funcionamiento del tráfico de la intersección semaforizada. (Barceló, 2010)

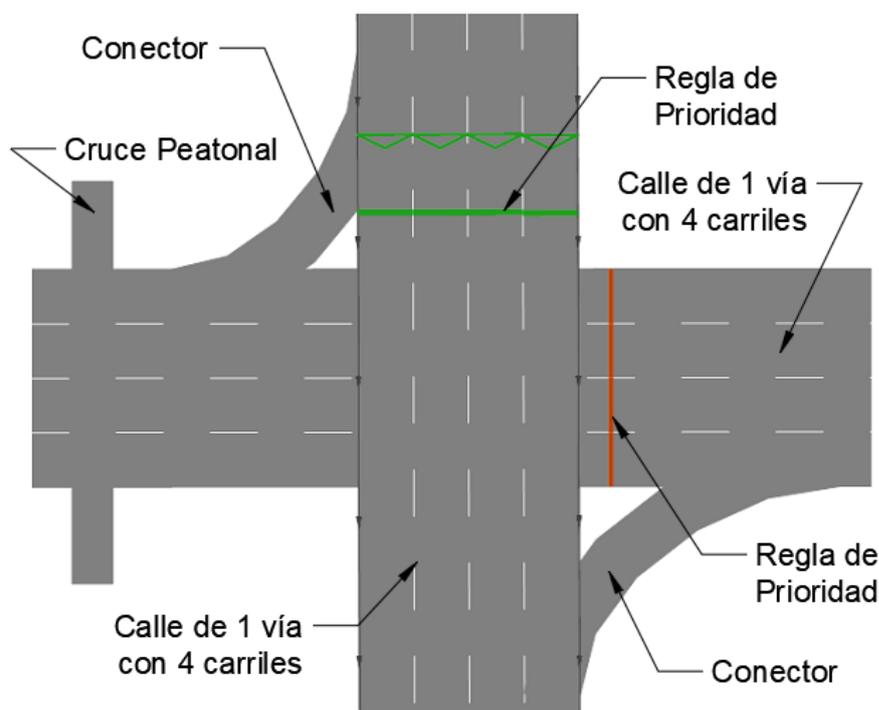


Figura 56 Intersección urbana señalizada

VISSIM contiene un lenguaje de programación con un diagrama de flujo gráfico para definir el control de la señal accionada.

3.4.2 Intersecciones no semaforizadas

Se debe modelar este tipo de intersecciones mediante reglas de prioridad entre vías y conectores, esto aplica siempre que los vehículos de diferentes enlaces se reconocen entre sí.

Las reglas de prioridad que se utilizan para modelar son las siguientes:

- El flujo vehicular prioritario se encuentra del lado derecho.
- En una intersección tipo T el flujo vehicular prioritario es el que va en la ruta continua.
- Los vehículos que se encuentran dentro una rotonda poseen el flujo vehicular prioritario, los vehículos que deseen ingresar deben ceder el paso.
- En la fusión de zonas donde el tráfico que entra desde una rampa tiene que ceder en el paso al flujo vehicular de la carretera principal.
- El flujo vehicular prioritario lo poseen los peatones y el tráfico principal al existir giros permitidos en intersecciones señaladas, tales como giros a derecha e izquierda en conflicto con movimientos peatonales paralelos.
- Los autobuses que salen de una parada de ida y vuelta tienen derecho de paso si indican su movimiento. (Barceló, 2010)

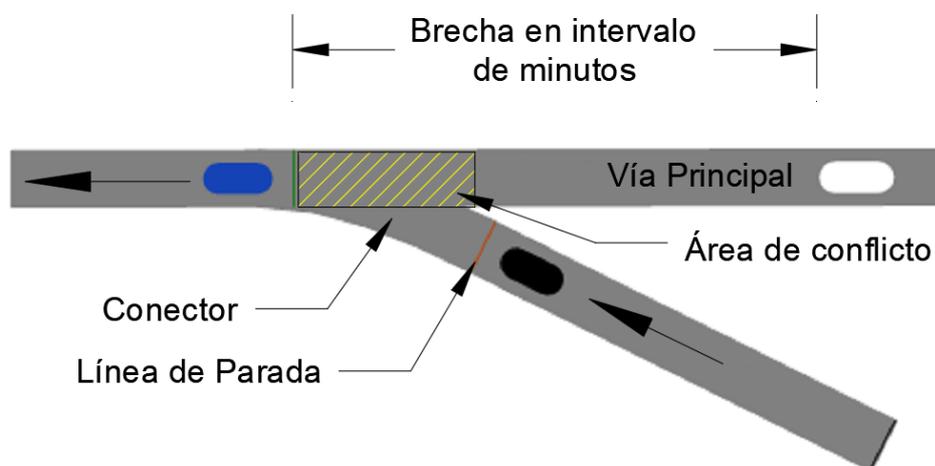


Figura 57 Concepto para la modelación de reglas de prioridad

3.5 Consideración para el modelo de simulación de tráfico

Los modelos de simulación de tráfico nos facilitan la interpretación del flujo vehicular debido a que están basados en modelos matemáticos con enfoques microscópicos y macroscópicos. Estos enfoques son beneficiosos en modelos basados en teorías dinámicas de seguimientos y flujos vehiculares, en los cuales el tiempo y el espacio son sus principales variables.

3.5.1 Clasificación de los modelos.

El nivel de detalles que se presenten en los modelos de simulación son los que nos permiten clasificarlos, por tal motivo estos pueden ser: macroscópicos, mesoscópicos y microscópicos.

3.5.2 Modelo Macroscópico

Se caracterizan por representar a gran escala parámetros generales como la relación del flujo de tráfico, la velocidad y la densidad vehicular, para realizar la descripción y análisis del comportamiento de las corrientes de tráfico vehicular. Por tal motivo el nivel de detalle no es el apropiado para estudiar los comportamientos dinámicos debido a que no se considera los automóviles desde una perspectiva individual, sin embargo, se obtiene la capacidad de manejar problemas grandes en cortos tiempos de ejecución.

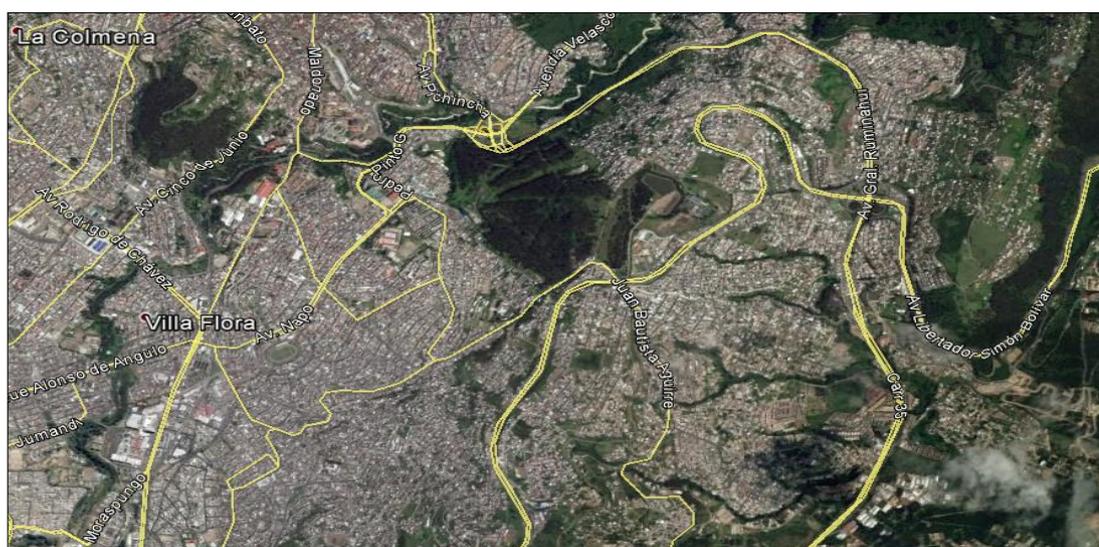


Figura 58 Modelo Macroscópico

Fuente: (Google Earth, 2017)

3.5.3 Modelo Mesoscópico

Este modelo se fundamenta en simular grupos de vehículos como uno solo, los movimientos de giro, los tiempos de entrada y los tiempos de salida son particularmente determinados por los mecanismos simulados.

Existe una combinación conocida como KRONOS la cual está catalogada como modelo macroscópico, sin embargo, posee conductas de cambio de carril la cual es característica microscópica, por tal motivo es un modelo mesoscópico.



Figura 59 Modelo Mesoscópico

Fuente: (Google Earth, 2017)

3.5.4 Modelo Microscópico

Este tipo de modelos se destaca por considerar un cuantioso nivel de detalle, el cual se refleja en las características individuales y su proceder con otros vehículos dentro del tráfico, para lo cual es indispensable especificar el entorno y la manera en la que se comportan los vehículos en diferentes situaciones, por tal motivo requiere entradas y tiempo de ejecución extensos para su aplicación.

De acuerdo con su índole los modelos utilizados pueden ser de tiempo discreto, de eventos o estocásticos, de acuerdo a lo que se desee simular.



Figura 60 Modelo Microscópico

Fuente: (Google Earth, 2017)

3.5.5 Modelos de tiempo discreto.

Se emplean para simular la decisión de los conductores de realizar o no una acción, dependiendo de la situación en la que se encuentran durante intervalos de tiempo cortos.

3.5.6 Modelos de eventos.

Se utilizan para establecer el efecto que producen las señales de tránsito, obstáculos y otros eventos puntuales en los conductores que circulan por la vía.

3.5.7 Modelos estocásticos

Se emplea en toda situación que exista evidente incertidumbre de lo que puede ocurrir. Por ejemplo, la creación de nuevos vehículos y en todo lo que tenga probabilidad de producirse.

3.5.8 Modelo WIEDEMANN

El software PTV Vissim utiliza el modelo de seguimiento vehicular (car-following), diseñado por el profesor Rainer Wiedemann en 1974, el cual ha sido mejorado con el pasar de los años.

El modelo determina el desarrollo de cada vehículo al circular uno tras de otro en el mismo carril, si en el mismo carril un vehículo que circula rápido se acerca a un vehículo que va lento la separación entre estos es ajustada. El tiempo que el conductor tiene para actuar depende de la velocidad, la distancia a la que se encuentre de otro vehículo y el comportamiento del conductor, el primer vehículo ejerce influencia a los conductores que lo siguen incluyendo la distancia que requiere para frenar. En caso de haber vías multicarril es necesario verificar si existen espacios admisibles para realizar un cambio de carril.

Tanto el modelo de seguimiento vehicular como el cambio de carril están ligados en el modelo tráfico.

Este modelo sobresale debido a que la conforman factores humanos en diferentes situaciones.

El modelo enfatiza las siguientes características:

- Seguimiento del vehículo conservando una distancia de separación segura, sin aceleración ni desaceleración.
- Aproximación a un vehículo más lento, la variación en la aceleración se realiza por el conductor, hasta que la diferencia de velocidad sea cero y se alcance la distancia deseada.
- Emergencia por debajo de los niveles de seguridad, se presenta cuando un vehículo aplica los frenos bruscamente comprometiendo la distancia de seguimiento y generando una reacción en cadena en los vehículos que lo siguen.
- Conducción en condición libre, se presenta cuando el conductor no se ve afectado por vehículos que se encuentren próximos, en este caso se puede viajar en un rango que fluctúa cerca de la velocidad deseada.

Por medio de la siguiente ecuación se obtiene la distancia requerida entre un par de vehículos:

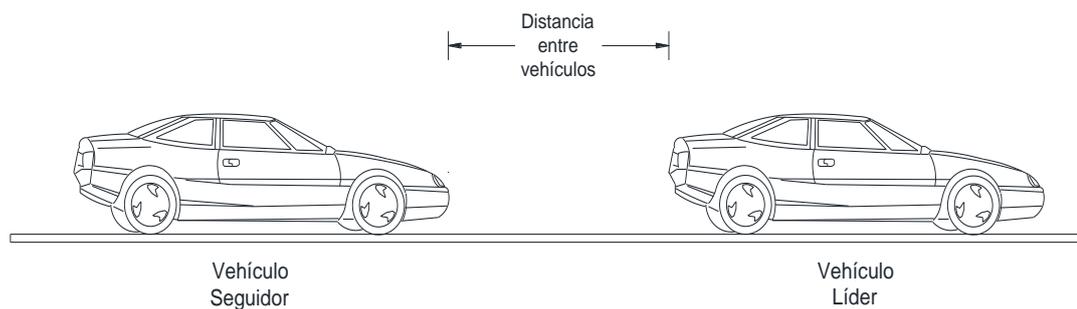


Figura 61 Seguimiento Vehicular

$$d = ax + (bx_{add} + bx_{mult} * z) * \sqrt{v}$$

Donde:

- d: Distancia requerida.
- ax: Distancia promedio deseada entre vehículos detenidos.
- bx_{add} : Parte aditiva de la distancia deseada por seguridad.
- bx_{mult} : Parte multiplicativa de la distancia deseada por seguridad.
- z: Valor entre 0 y 1, obtenido de una distribución normal.
- v: Velocidad (m/s).

Para el caso de la presente investigación, mediante la utilización del modelo microscópico del software PTV Vissim se proponen soluciones basadas en la micro simulación de tráfico.

CAPÍTULO IV

4. METODOLOGÍA

4.1 Tipo de estudio

El desarrollo del proyecto empleará como metodología de investigación el método deductivo. El mismo se define como aquel que parte de datos o conclusiones generales que sean consideradas como valederas y que por medio de un razonamiento lógico se los pueda aplicar a soluciones o hechos particulares. Por tal motivo, es indispensable obtener información primaria y secundaria para modelar apropiadamente en el software PTV Vissim.

Finalmente se procede a realizar el análisis y evaluación del modelo simulado para después analizar los resultados. En la fotografía 2, se presenta la intersección a ser intervenida, misma que se encuentra en las siguientes coordenadas: 778564 E; 9973159 S



Fotografía 2 Mapa de la Zona

Fuente: (Google/Aportes Muñoz, 2017)

4.2 Ubicación del proyecto

Ubicado en la República del Ecuador, Distrito Metropolitano de Quito, en la parroquia de Puengasí, barrio San Isidro de Puengasí, se encuentra la intersección entre la Av. Simón Bolívar & Juan Bautista Aguirre, a una altitud de 2997 m.s.n.m.



Fotografía 3 Ubicación Geográfica

Fuente: (Google Earth, 2017)

4.3 Recopilación de información

La obtención de resultados fiables en la micro simulación del presente proyecto de ingeniería civil, depende de una correcta recolección de datos. Por lo expuesto anteriormente, es importante describir el procedimiento realizado en la recolección de los datos considerados.

4.3.1 Reconocimiento visual de la zona

Primeramente, se realizó una visita de campo al sector a ser analizado en el cual se pudo identificar los puntos críticos que afectan el flujo vehicular. Posteriormente se determinó los giros vehiculares y las fases de los semáforos que se encuentra en el tramo de la vía. Finalmente se realizó un bosquejo ubicando los puntos críticos, el cual sirve de base para continuar el proyecto.



Figura 62 Ubicación de los puntos críticos

Fuente: (Google/Aportes Muñoz, 2017)

4.3.2 Estudio del tráfico

Las intersecciones de análisis en los puntos A (778381.79 E; 9973295.05 S) y C (778624.95 E; 9973060.48 S) son de tipo semaforizada, mientras que la intersección en el punto B es del tipo no semaforizada.

Para el estudio del tráfico se realizó el conteo vehicular clasificado de manera presencial, a fin de lograr un conteo vehicular adecuado se contó con la contribución de un equipo de estudiantes de la ESPE, a quienes se les capacito en el procesamiento de recolección de datos, las mismas que fueron asignadas en cada intersección con el propósito de contar el número de vehículos, la clase a la que pertenece y la dirección en la que circulan durante la hora pico de manera ininterrumpida.

4.3.3 Regulación del semáforo

Se examinó las fases de movimientos permitidos en las intersecciones semaforizadas, con la ayuda de un cronometro se obtiene un registro del tiempo que demora cada uno.

A continuación, se presentan imágenes de las intersecciones semaforizadas con sus respectivas fases y direcciones, también el tiempo de las fases en cada semáforo.

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)

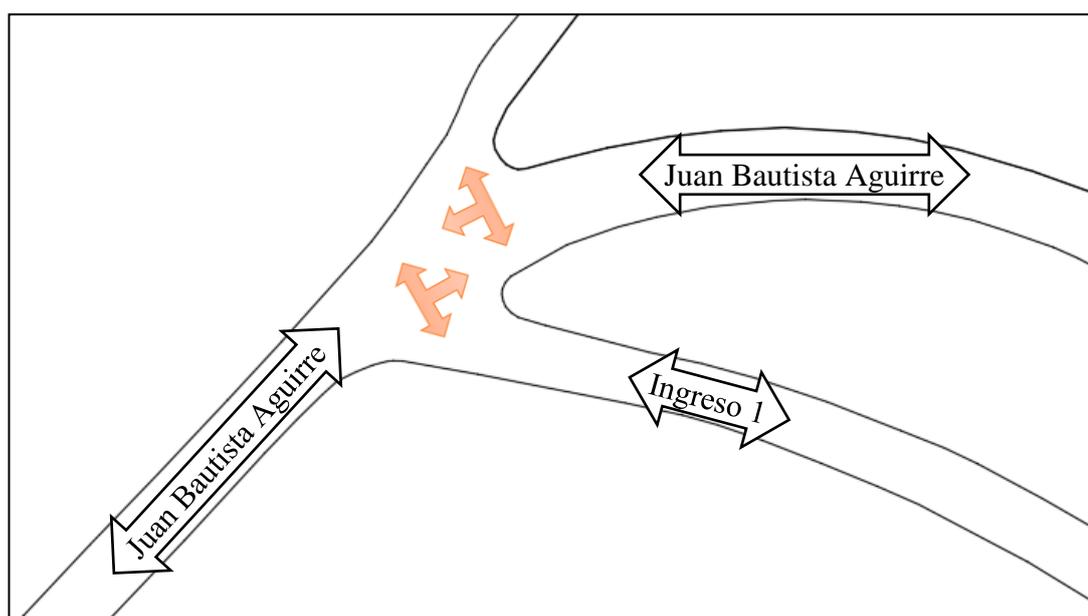


Figura 63 Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre

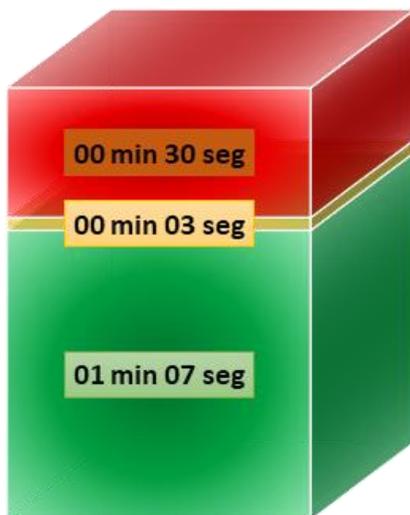


Figura 64 Tiempo de Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre

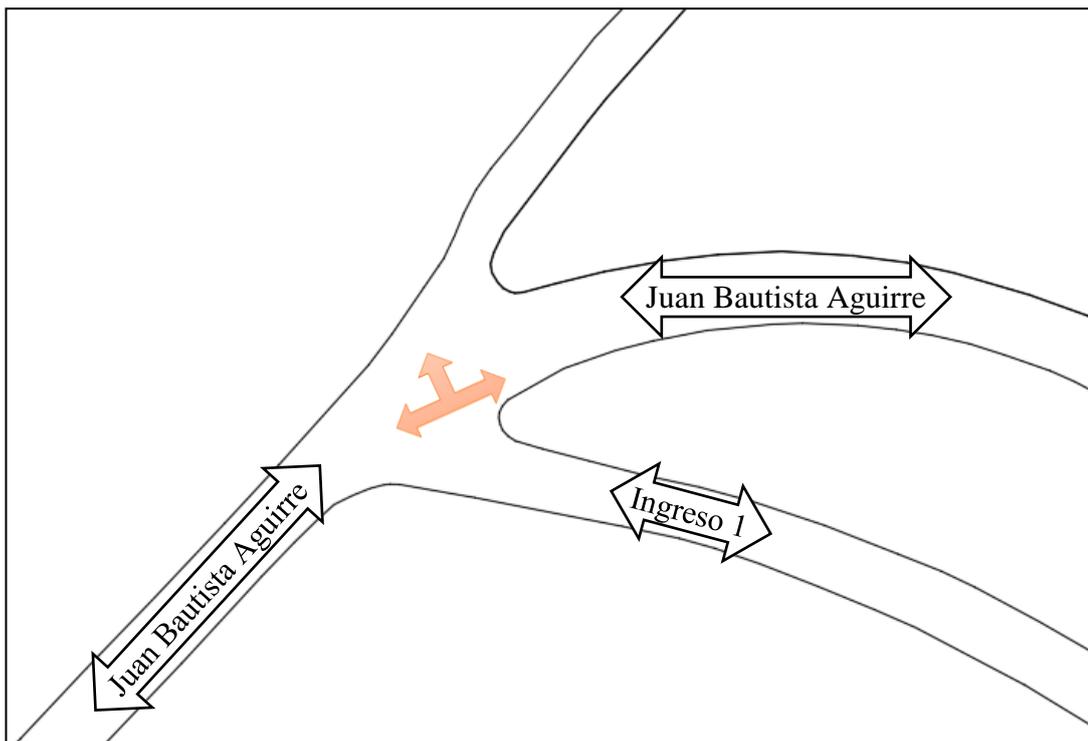
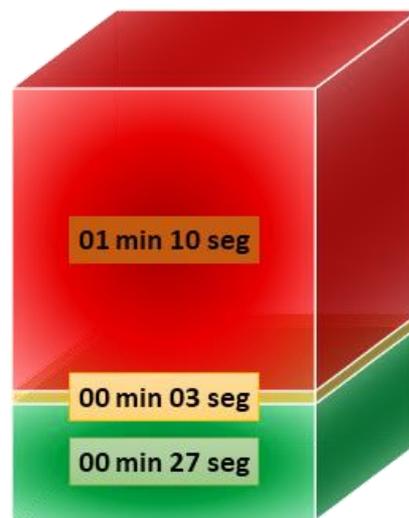


Figura 65 Fase 2 Ingreso 1 Av. Simón Bolívar



**Figura 66 Tiempo de Fase 2 Ingreso 1 Av. Simón Bolívar
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)**

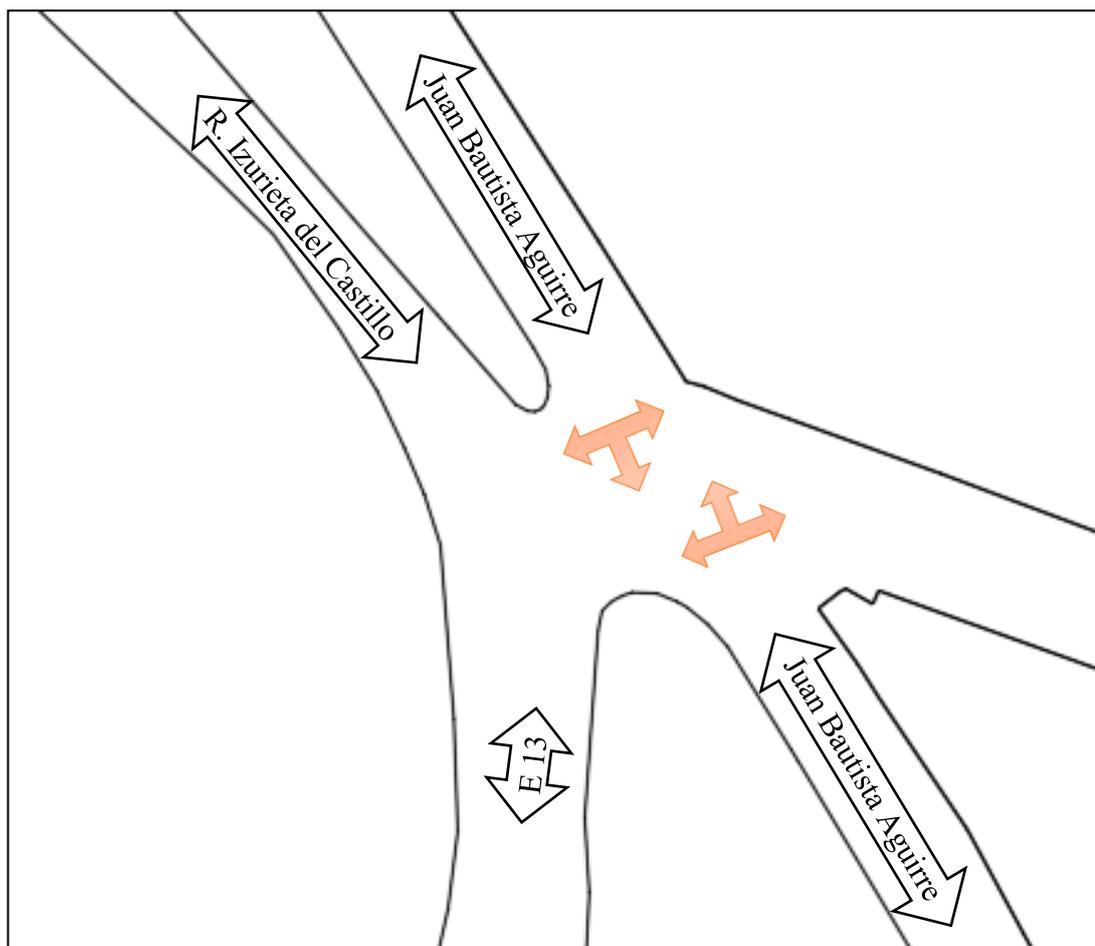


Figura 67 Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre

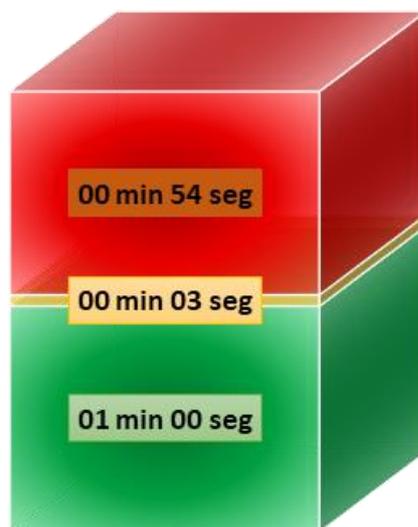


Figura 68 Tiempo de Fase 1 Calle Juan Bautista Aguirre

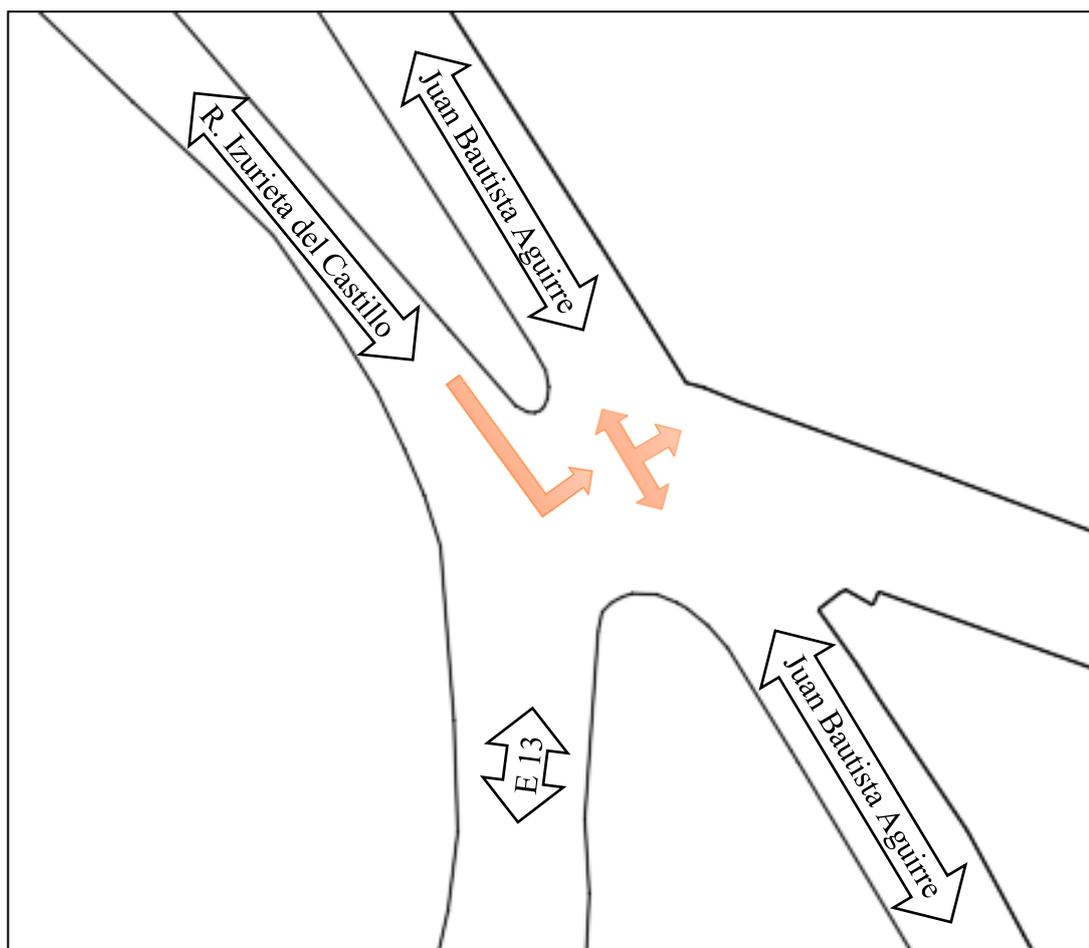


Figura 69 Fase 2 Calle Ricardo Izurieta del Castillo

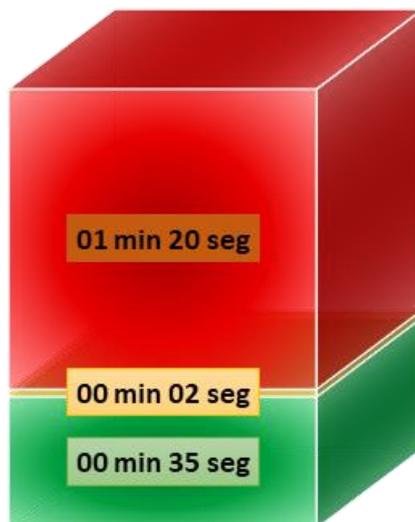


Figura 70 Tiempo de Fase 2 Calle Ricardo Izurieta del Castillo

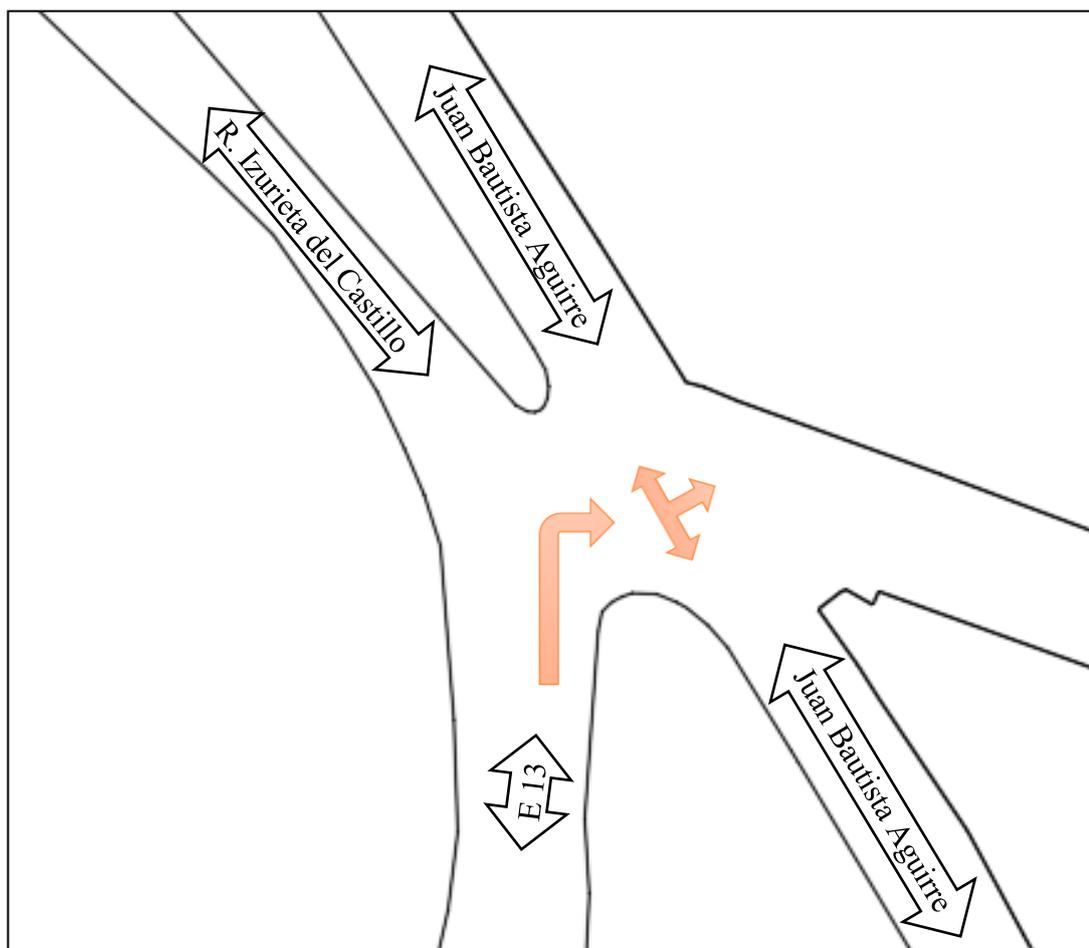


Figura 71 Fase 3 Calle E13



Figura 72 Tiempo de Fase 3 Calle E13

4.3.4 Aforo vehicular

Mediante conteos manuales se obtuvo información detallada del volumen de tráfico, así como la clasificación vehicular, los movimientos direccionales en cada intersección, entre otros.

Las características de los vehículos nos permiten separarlos en categorías, las cuales nos ofrecen información detallada sobre la clasificación vehicular (motos, livianos, buses, entre otros), por lo general la categoría que predomina es de vehículos livianos, los cuales nos permiten determinar condiciones geométricas de la vía, por tal motivo se presenta los vehículos tipos registrados en el conteo en la siguiente tabla.

Tabla 9

Categorización vehicular

Categoría de vehículos	Tipo de vehículos	Grafico
Motocicleta	Motocicleta	

CONTINÚA 

Livianos	Automóvil	
	Camioneta	
	4x4	
	Van	
Buses	Buses 2 ejes	
	Buses 3 ejes	
Camiones pequeños	2 ejes pequeños	
Camiones medianos	2 ejes medianos	
Camiones grandes	2 ejes grandes	
	3 ejes	
	4 ejes o mas	

La medición de los aforos vehiculares se realizó durante siete días consecutivos, del 15 de mayo del 2017 al 21 de mayo del 2017, en una semana sin influencia de agentes externos como por ejemplo feriados, votaciones, entre otros. Los aforos

vehiculares proporcionaron información en días típicos (de lunes a jueves) y en días atípicos (de viernes a domingo).

La hora pico del tráfico en el Distrito Metropolitano de Quito, se presentó en la figura 42 y la figura 43, por tal motivo se tomó la muestra en los siguientes horarios:

- En la mañana de 6:00 a 8:00
- En la tarde de 12:00 a 14:00
- En la noche de 17:30 a 19:30

Como resultado de los conteos vehiculares realizados en la semana se obtuvo los siguientes valores en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del Distrito Metropolitano de Quito al Valle de los Chillos.

Tabla 10

Conteo vehicular semanal (DMQ-V. Chillos)

Día	Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes Grandes	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total Día	Total Semana
Lunes 15	2300	234	76	65	23	8	0	276	2982	19616
Martes 16	2349	231	81	62	23	9	0	256	3011	
Miércoles 17	2101	207	81	59	25	8	0	247	2728	
Jueves 18	2150	227	88	65	22	11	2	304	2869	
Viernes 19	2242	259	113	99	44	12	2	245	3016	
Sábado 20	2132	84	48	34	16	5	0	130	2449	
Domingo 21	2043	179	79	59	29	9	4	159	2561	
Total según el tipo	15317	1421	566	443	182	62	8	1617		

Al mismo tiempo se obtuvieron los siguientes datos en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del Valle de los Chillos al Distrito Metropolitano de Quito.

Tabla 11

Conteo vehicular semanal (V. Chillos-DMQ)

Día	Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes Grandes	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total Día	Total Semana
Lunes 15	3698	216	87	106	35	13	2	231	4388	29637
Martes 16	3758	227	102	116	26	10	4	231	4474	
Miércoles 17	3605	208	87	97	27	14	2	204	4244	
Jueves 18	3836	213	85	100	36	8	7	200	4485	
Viernes 19	3674	200	88	87	32	12	5	208	4306	
Sábado 20	3368	109	54	53	35	10	4	231	3864	
Domingo 21	3456	101	64	67	33	4	5	146	3876	
Total según el tipo	25395	1274	567	626	224	71	29	1451		

Con estos datos se realizó una gráfica comparativa del volumen de vehículos que circulan por esta vía en cada sentido.

El resultado obtenido en la gráfica es la variación de volumen vehicular que se presenta en la semana, destacando el día jueves como el de mayor circulación vehicular en dirección del Valle de los Chillos al DMQ y el día viernes es el de mayor circulación vehicular en dirección del DMQ al Valle de los Chillos.

Por el contrario, se observa que el día sábado es el que menor flujo vehicular posee en ambas direcciones.

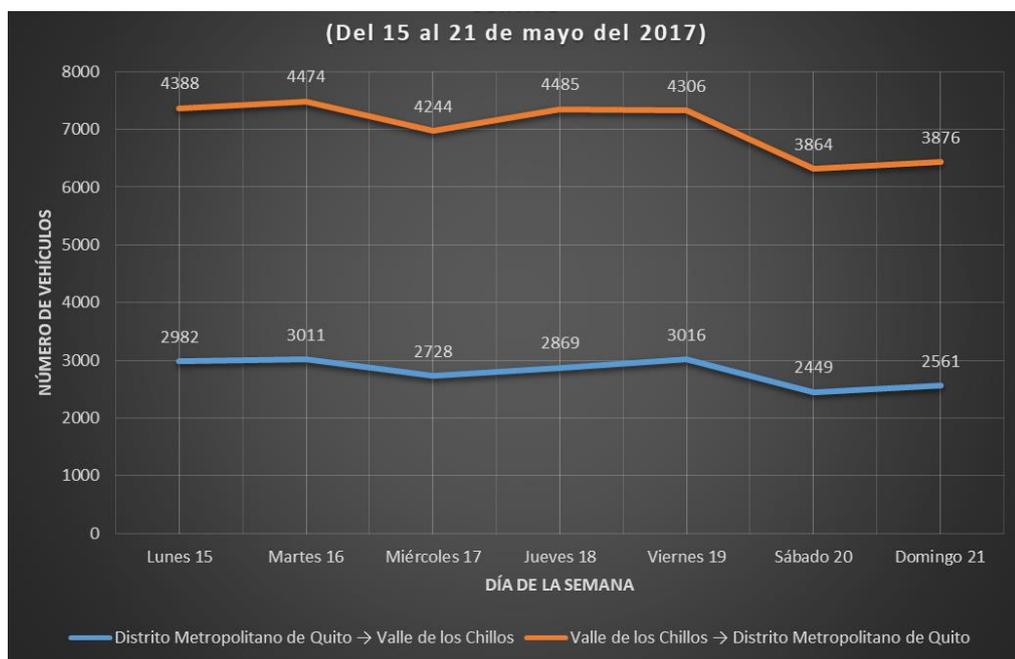


Figura 73 Volumen vehicular según la dirección de viaje

Los conteos vehiculares nos permiten realizar una comparación del número de vehículos que se desplazan por esta calle en la hora pico durante la semana.

Tabla 12

Conteo vehicular semanal en hora pico

Distrito Metropolitano de Quito → Valle de los Chillos							
Día	Lunes 15	Martes 16	Miércoles 17	Jueves 18	Viernes 19	Sábado 20	Domingo 21
6:00-8:00	1018	1024	909	989	1062	779	862
12:00-14:00	1000	987	954	961	1015	831	840
17:30-19:30	964	1000	865	919	939	839	859
Valle de los Chillos → Distrito Metropolitano de Quito							
Día	Lunes 15	Martes 16	Miércoles 17	Jueves 18	Viernes 19	Sábado 20	Domingo 21
6:00-8:00	2048	2066	1775	2231	2058	1944	1875
12:00-14:00	1194	1200	1290	1209	1154	1050	1058
17:30-19:30	1146	1208	1179	1045	1094	870	943

La cantidad de datos recopilados nos permite realizar una gráfica comparativa de las horas pico para lograr determinar cuál es la hora pico más crítica en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del DMQ al Valle de los Chillos.

El resultado obtenido permite observar que la hora pico más crítica es el día viernes de 6:00 a 8:00 horas, mientras que el día sábado de 6:00 a 8:00 horas se presenta el menor flujo vehicular. Un dato adicional que brinda la gráfica es que el flujo vehicular de lunes a viernes en hora de 12:00 a 14:00 horas es la que presenta menor variación en el flujo vehicular.

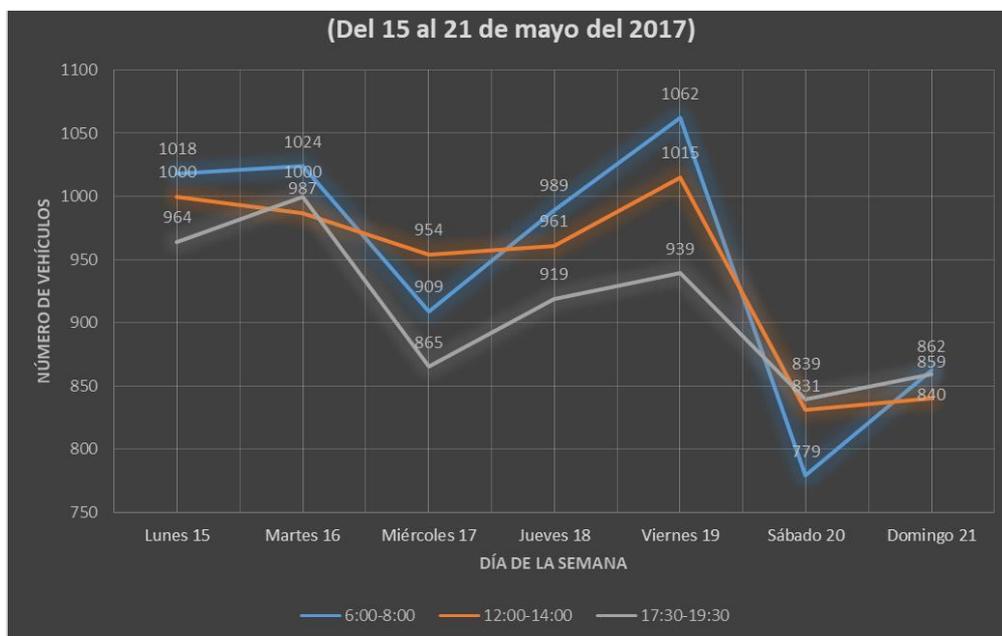


Figura 74 Volumen vehicular de acuerdo a la hora pico DMQ-V. Chillos

Al realizar un análisis del flujo vehicular que circula de 6:00 a 8:00 de la mañana por la calle Juan Bautista Aguirre en dirección al Valle de los Chillos y calculando el porcentaje que posee cada día del total semanal, se puede observar que los porcentajes del día viernes 19, martes 16 y lunes 15 de mayo del 2017 son aproximados, siendo los días que presentan mayor congestión vehicular, mientras que el día sábado 20 no se presenta grandes congestiones por ser un día de descanso.

Tabla 13

Porcentaje de Variación del DMQ al V. Chillos

	Viernes	Martes	Lunes	Jueves	Miércoles	Domingo	Sábado
V. Tráfico	1062	1024	1018	989	909	862	779
% Variación	15.99%	15.41%	15.32%	14.89%	13.68%	12.98%	11.73%

Al realizar una gráfica comparativa en las horas pico de la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del Valle de los Chillos al DMQ, se logró obtener una gráfica en la cual evidentemente predomina el flujo vehicular de 6:00 a 8:00 horas, siendo este aproximadamente el doble de los otros dos horarios.

En este caso cabe recalcar que de lunes a viernes de 12:00 a 14:00 horas también es el que menos variaciones del flujo vehicular presenta.

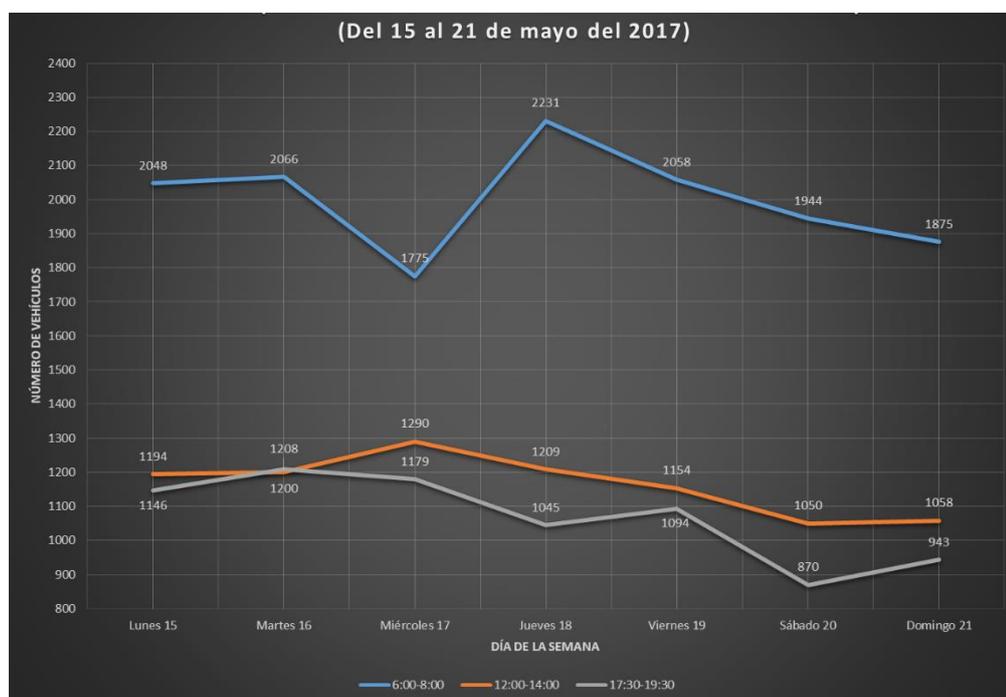


Figura 75 Volumen vehicular de acuerdo a la hora pico V. Chillos-DMQ

El análisis del flujo vehicular que circula de 6:00 a 8:00 de la mañana por la calle Juan Bautista Aguirre en dirección al Distrito Metropolitano de Quito y de igual manera que en la Tabla 13, se calcula el porcentaje que posee cada día del total semanal, en el cual destaca el porcentaje del día jueves 18 de mayo del 2017, mientras que el resto de días presentan valores menores pero próximos entre sí, siendo los días miércoles 17 y Domingo 21 los que menor flujo vehicular poseen.

Tabla 14

Porcentaje de Variación del V. Chillos al DMQ

	Jueves	Martes	Viernes	Lunes	Sábado	Domingo	Miércoles
V. Tráfico	2231	2066	2058	2048	1944	1875	1775
% Variación	15.94%	14.76%	14.70%	14.63%	13.89%	13.40%	12.68%

Al realizar una distribución semanal del flujo vehicular en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del DMQ al Valle de los Chillos, se analiza sus porcentajes y cuál es la diferencia que existe entre vehículos de acuerdo a sus categorías, en la cual predominan los vehículos livianos seguido de motos y buces.

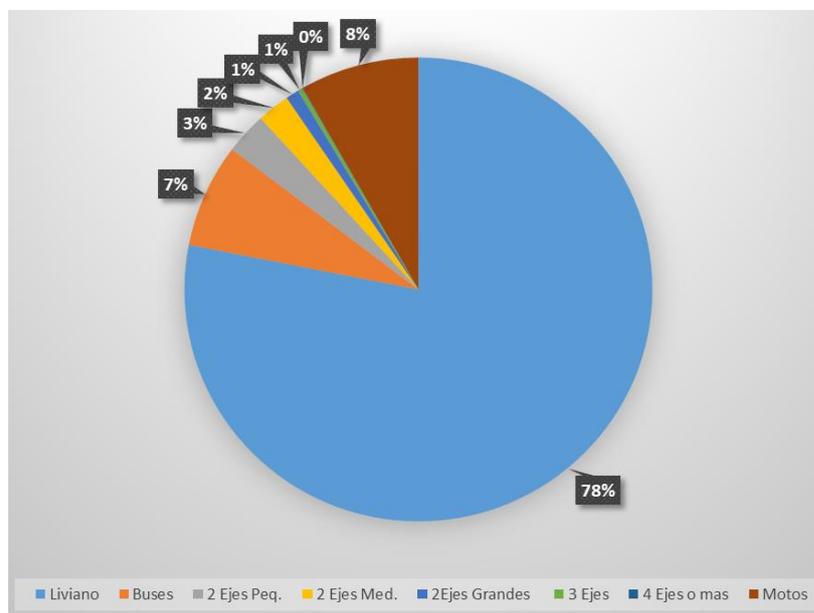


Figura 76 Distribución semanal del flujo vehicular DMQ-V. Chillos

A la vez se realizó la distribución semanal del flujo vehicular en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección del Valle de los Chillos al DMQ, al analizar los porcentajes sobresale el valor de los vehículos livianos seguido por motos y buces.

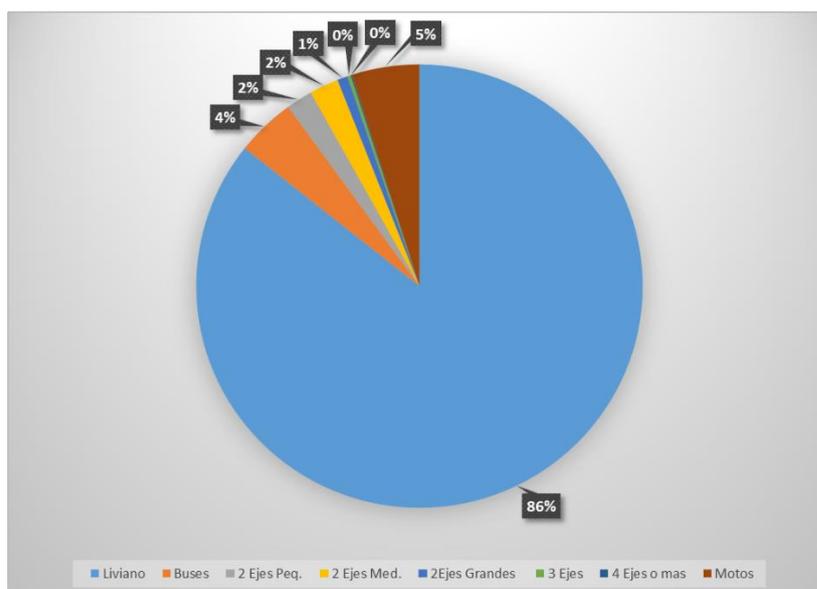


Figura 77 Distribución semanal del flujo vehicular V. Chillos-DMQ

Mediante la información obtenida en los conteos vehiculares realizados en la semana podemos elegir el día que presenta mayor volumen de tráfico, el seleccionado es el día martes debido a su proximidad a los valores máximos y a que su volumen vehicular total por día es el más alto.

Para la obtención del volumen vehicular es necesario determinar la cantidad de vehículos que circulan por un tramo de vía en una hora, con registro de los conteos vehiculares en periodos de 15 minutos. En la figura 77 y figura 78 la tendencia nos ayuda a encontrar los puntos más altos del flujo vehicular.

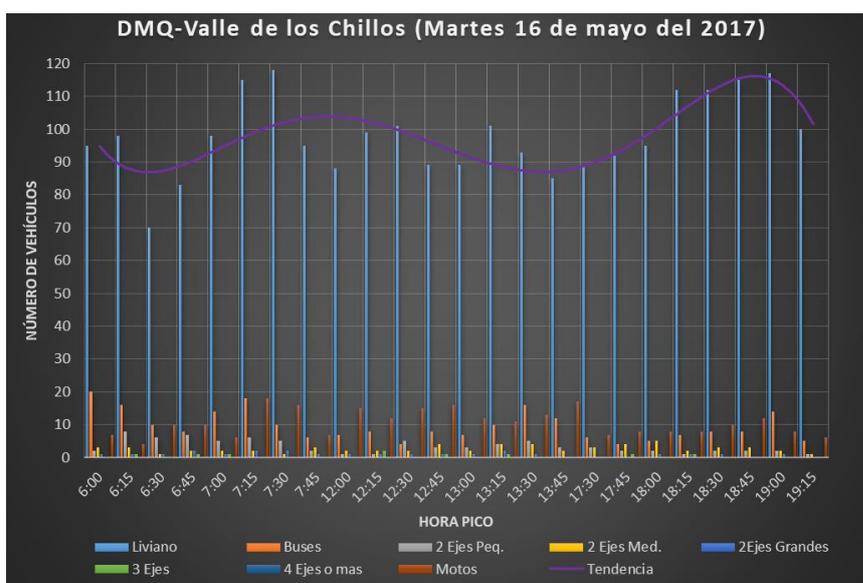


Figura 78 Cuadro comparativo del volumen vehicular DMQ-V. Chillos

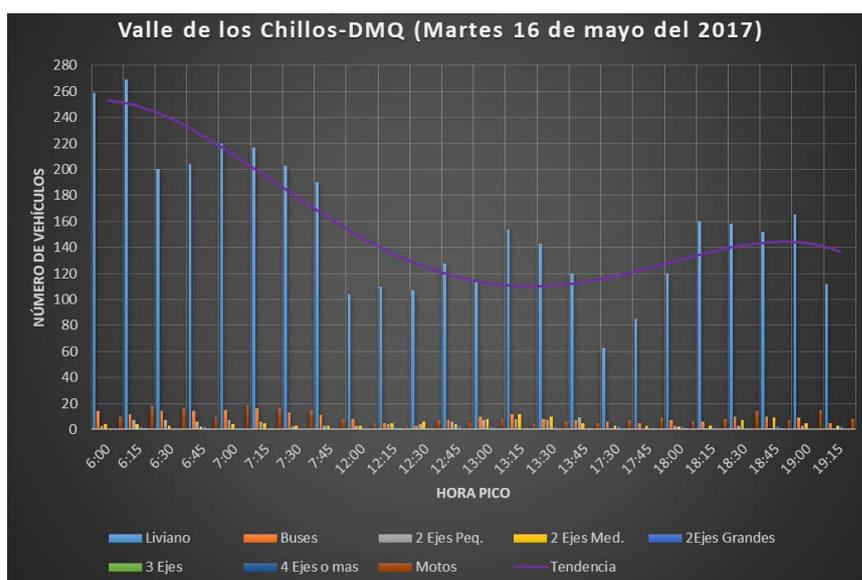


Figura 79 Cuadro Comparativo del volumen vehicular V. Chillos-DMQ

El horario seleccionado es de 7:00 a 8:00 horas debido a que abarca mayor volumen vehicular. A continuación, se presenta los conteos vehiculares correspondientes de forma detallada separados por tipo de vehículo y el tipo de movimiento.

Tabla 15

Conteo vehicular DMQ-V. Chillos

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	98	14	5	2	1	1	0	6	127	554
7:15	7:30	115	18	6	2	2	0	0	18	161	
7:30	7:45	118	10	5	1	2	0	0	16	152	
7:45	8:00	95	6	2	3	1	0	0	7	114	

Tabla 16

Conteo vehicular DMQ-Ingreso 2 Av. Simón Bolívar

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	31	0	1	1	0	0	0	4	37	177
7:15	7:30	44	0	2	0	0	0	0	10	56	
7:30	7:45	42	0	1	1	1	0	0	4	49	
7:45	8:00	32	0	0	1	0	0	0	2	35	

Tabla 17**Conteo vehicular DMQ-Ricardo Izurieta del Castillo**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	2	0	0	1	0	0	0	0	3	17
7:15	7:30	3	0	0	0	0	0	0	0	3	
7:30	7:45	4	0	0	0	0	0	0	1	5	
7:45	8:00	5	0	0	0	0	0	0	1	6	

Tabla 18**Conteo vehicular DMQ-E13**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	3	0	0	0	0	0	0	1	4	19
7:15	7:30	5	0	1	0	0	0	0	0	6	
7:30	7:45	2	1	0	0	0	0	0	2	5	
7:45	8:00	3	0	0	1	0	0	0	0	4	

Tabla 19**Conteo vehicular V. Chillos-DMQ**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	220	15	7	4	1	0	1	19	267	982
7:15	7:30	217	16	6	5	1	1	0	17	263	
7:30	7:45	203	13	2	3	0	0	1	15	237	
7:45	8:00	190	11	3	3	0	0	0	8	215	

Tabla 20**Conteo vehicular V. Chillos-Ingreso 2 Av. Simón Bolívar**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	28	0	0	1	0	0	0	0	29	96
7:15	7:30	16	0	2	0	1	0	0	1	20	
7:30	7:45	27	1	0	0	0	0	0	2	30	
7:45	8:00	16	0	1	0	0	0	0	0	17	

Tabla 21**Conteo vehicular V. Chillos- Ricardo Izurieta del Castillo**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	15	2	0	1	1	0	0	0	19	86
7:15	7:30	17	2	2	0	0	0	0	1	22	
7:30	7:45	21	1	1	0	0	0	0	0	23	
7:45	8:00	19	2	0	0	0	0	0	1	22	

Tabla 22**Conteo vehicular V. Chillos-E13**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	14	1	0	0	0	0	0	0	15	42
7:15	7:30	11	0	0	0	0	0	0	1	12	
7:30	7:45	6	1	0	1	0	0	0	1	9	
7:45	8:00	4	0	1	1	0	0	0	0	6	

Tabla 23**Conteo vehicular Ingreso 2 Av. Simón Bolívar-V. Chillos**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	8	0	0	0	0	0	0	0	8	28
7:15	7:30	4	0	0	1	0	0	0	0	5	
7:30	7:45	6	1	1	0	0	0	0	1	9	
7:45	8:00	6	0	0	0	0	0	0	0	6	

Tabla 24**Conteo vehicular Ingreso 2 Av. Simón Bolívar-DMQ**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	17	0	1	0	0	0	0	0	18	64
7:15	7:30	19	1	0	0	0	0	0	0	20	
7:30	7:45	12	0	0	0	0	0	0	1	13	
7:45	8:00	11	0	1	0	0	0	0	1	13	

Tabla 25**Conteo vehicular Ricardo Izurieta del Castillo-V. Chillos**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	37	3	4	2	0	0	0	3	49	173
7:15	7:30	38	2	5	0	0	0	0	4	49	
7:30	7:45	32	1	3	3	1	0	0	1	41	
7:45	8:00	28	1	1	3	0	0	0	1	34	

Tabla 26**Conteo vehicular Ricardo Izurieta del Castillo-DMQ**

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	17	0	1	0	1	0	0	2	21	86
7:15	7:30	21	1	0	0	0	0	0	2	24	
7:30	7:45	20	0	0	1	0	0	0	1	22	
7:45	8:00	16	1	0	1	0	0	0	1	19	

Tabla 32

Conteo vehicular DMQ-Ingreso 1 Av. Simón Bolívar

Hora		Liviano	Buses	2 Ejes Peq.	2 Ejes Med.	2Ejes G.	3 Ejes	4 Ejes o mas	Motos	Total 15min	Total Hora
7:00	7:15	3	1	0	0	1	0	0	1	6	16
7:15	7:30	2	0	0	0	0	0	0	0	2	
7:30	7:45	4	0	0	1	0	0	0	0	5	
7:45	8:00	2	0	0	0	0	0	0	1	3	

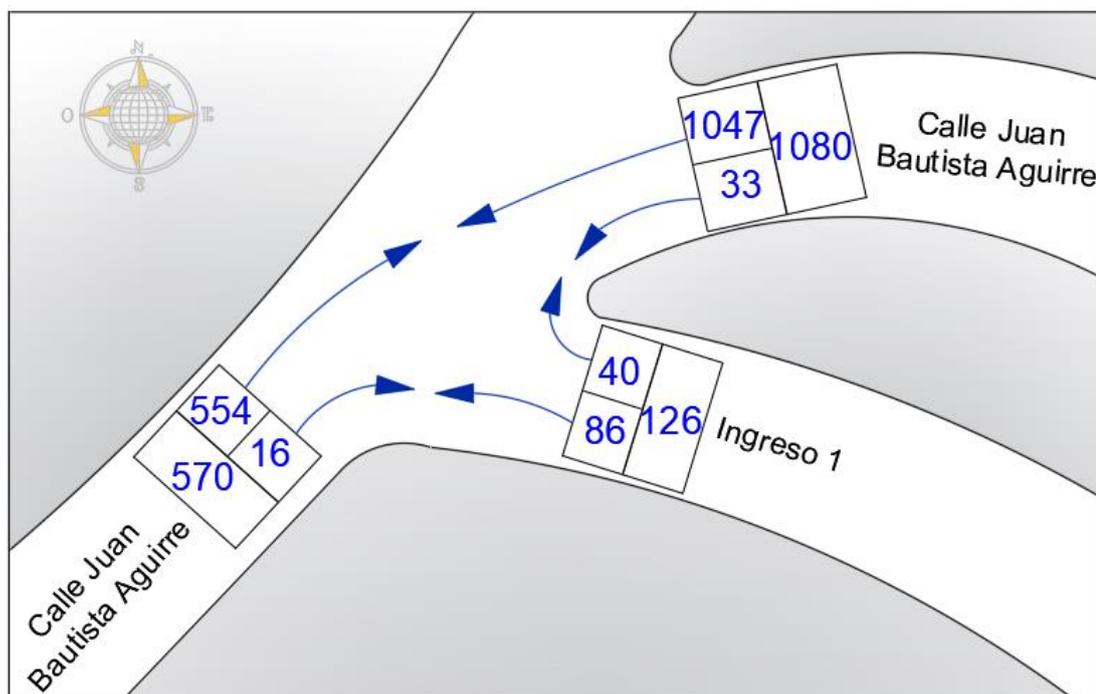


Figura 80 Distribución vehicular en la intersección A (778381.79 E;
9973295.05 S)

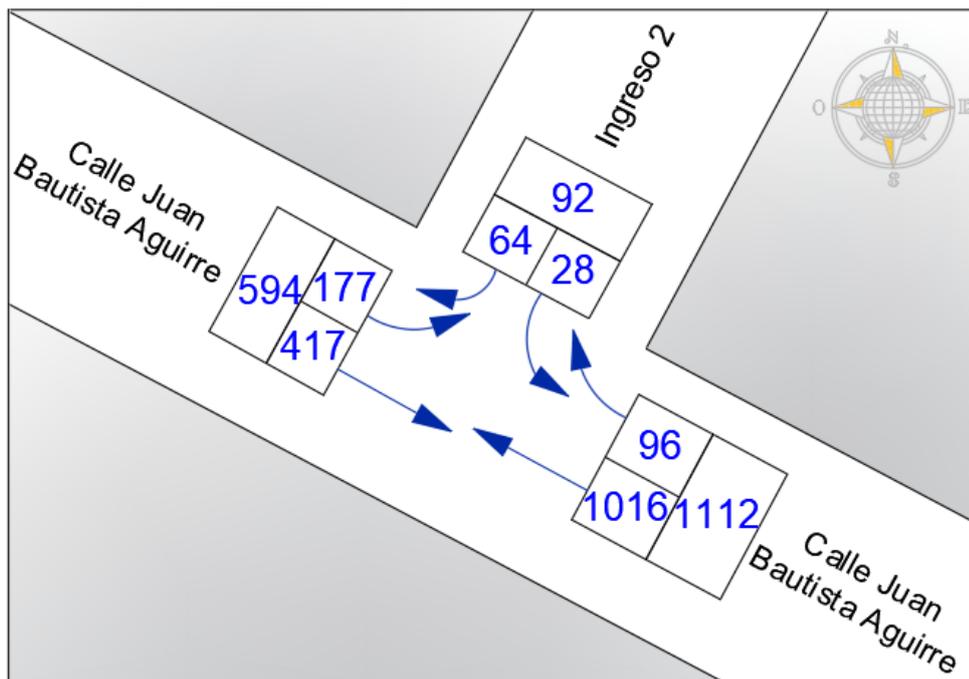


Figura 81 Distribución vehicular en la intersección B (778588.00 E;
9973120.54 S)

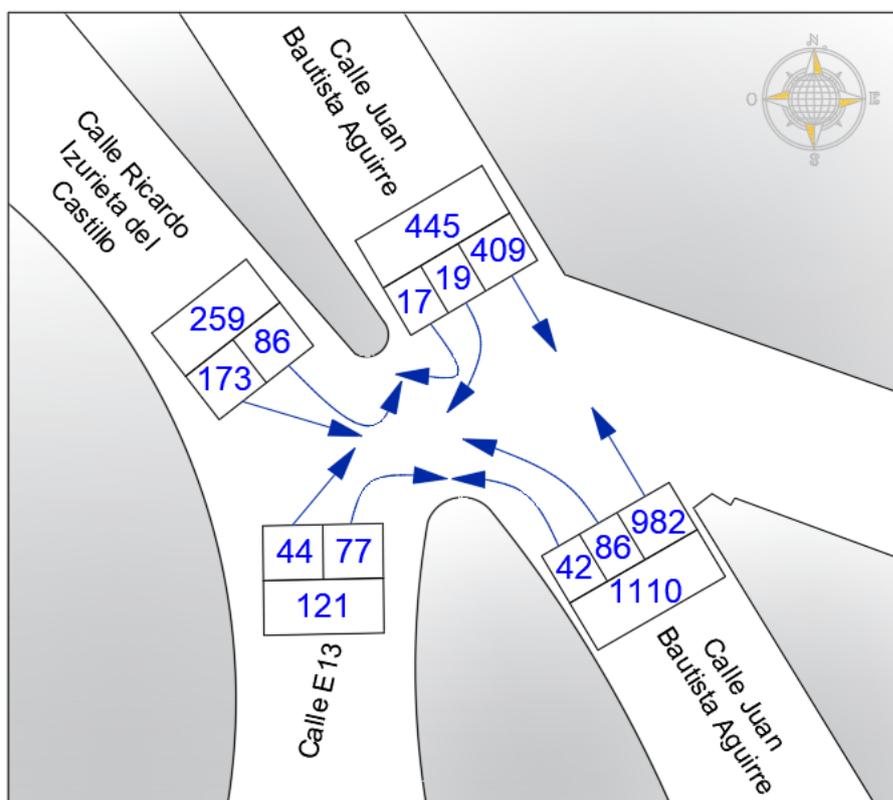


Figura 82 Distribución vehicular en la intersección C (778624.95 E;
9973060.48 S)

4.3.5 Proyección de tráfico a futuro

La proyección del tráfico a futuro se realiza mediante la tasa de crecimiento poblacional, para el cálculo del tráfico a futuro la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras nos brinda la siguiente fórmula:

$$T_f = T_a (1+i)^n$$

Donde:

T _f :	Tráfico futuro
T _a :	Tráfico actual
i:	Tasa de crecimiento poblacional
n:	Número de años proyectados

El tráfico en la hora pico es utilizado como el tráfico actual. El Instituto Nacional de Estadísticas y Censos proporciona la tasa de crecimiento poblacional del DMQ, el cual en su último periodo inter-censal nos da un resultado 2.2% en promedio anual. Finalmente, el diseño se proyecta a 20 años. Dando los siguientes resultados:

Tabla 33

Tráfico futuro de acuerdo a su dirección

Dirección	T _a	i	n	T _f
DMQ-V. Chillos	554 veh/h	2.20%	20 años	856 veh/h
DMQ-Ingreso 2	177 veh/h	2.20%	20 años	274 veh/h
DMQ-R. I. del Castillo	17 veh/h	2.20%	20 años	26 veh/h
DMQ-E13	19 veh/h	2.20%	20 años	29 veh/h
V. Chillos-DMQ	982 veh/h	2.20%	20 años	1518 veh/h
V. Chillos-Ingreso 2	96 veh/h	2.20%	20 años	148 veh/h
V. Chillos-R. I. del Castillo	86 veh/h	2.20%	20 años	133 veh/h
V. Chillos-E13	42 veh/h	2.20%	20 años	65 veh/h
Ingreso 2-V. Chillos	28 veh/h	2.20%	20 años	43 veh/h
Ingreso 2-DMQ	64 veh/h	2.20%	20 años	99 veh/h
R. I. del Castillo-V. Chillos	173 veh/h	2.20%	20 años	267 veh/h
R. I. del Castillo-DMQ	86 veh/h	2.20%	20 años	133 veh/h
E13-V. Chillos	77 veh/h	2.20%	20 años	119 veh/h
E13-DMQ	44 veh/h	2.20%	20 años	68 veh/h
Ingreso 1-DMQ	86 veh/h	2.20%	20 años	133 veh/h
V. Chillos-Ingreso 1	33 veh/h	2.20%	20 años	51 veh/h
Ingreso 1-V. Chillos	40 veh/h	2.20%	20 años	62 veh/h
DMQ-Ingreso 1	16 veh/h	2.20%	20 años	25 veh/h

CONTINÚA



Av. Simón Bolívar N-S	1778 veh/h	2.20%	20 años	2748 veh/h
Av. Simón Bolívar S-N	3142 veh/h	2.20%	20 años	4855 veh/h

4.3.6 Tráfico Promedio Diario Anual

Para la obtención del TPDA se apoyó en el conteo vehicular automático, ejecutado por la Gerencia de Planificación de la EMMOP-Q en el año 2010, la cual nos proporciona el porcentaje de vehículos que circulan por la vía, las 24 horas del día, durante todo el año.

Tabla 34

Porcentaje promedio de vehículos que circulan por la vía en periodos de una hora

HORA	AÑO 2010							Promedio Lun a Vier	Promedio Sab y Dom
	LUN	MART	MIER	JUEV	VIER	SAB	DOM		
00:00-1:00	0.55%	0.67%	0.71%	0.70%	0.72%	0.83%	1.05%	0.67%	0.94%
01:00-02:00	0.45%	0.54%	0.60%	0.57%	0.66%	0.61%	0.75%	0.56%	0.68%
02:00-03:00	0.58%	0.62%	0.71%	0.61%	0.69%	0.54%	0.60%	0.64%	0.57%
03:00-04:00	0.84%	1.04%	0.62%	0.96%	1.08%	0.73%	0.54%	0.91%	0.63%
04:00-05:00	1.73%	1.96%	1.44%	1.79%	1.70%	1.04%	0.74%	1.73%	0.89%
05:00-06:00	4.27%	4.04%	3.51%	3.84%	3.58%	1.85%	1.58%	3.85%	1.71%
06:00-07:00	7.09%	6.99%	6.30%	6.95%	6.29%	4.70%	2.80%	6.72%	3.75%
07:00-08:00	7.07%	6.85%	6.71%	6.80%	6.35%	8.15%	4.54%	6.76%	6.35%
08:00-09:00	6.46%	6.48%	6.08%	6.34%	6.06%	7.46%	4.46%	6.29%	5.96%
09:00-10:00	5.52%	5.81%	5.70%	5.87%	5.46%	6.23%	5.83%	5.67%	6.03%
10:00-11:00	5.51%	5.70%	5.36%	5.94%	5.41%	5.63%	5.72%	5.58%	5.68%
11:00-12:00	5.71%	5.90%	6.37%	5.69%	5.91%	5.60%	5.56%	5.91%	5.58%
12:00-13:00	5.71%	6.01%	6.41%	5.54%	5.60%	5.77%	6.09%	5.85%	5.93%
13:00-14:00	5.23%	6.23%	5.72%	5.44%	4.96%	5.60%	6.17%	5.51%	5.88%
14:00-15:00	6.82%	4.04%	6.83%	6.70%	6.90%	5.53%	5.50%	6.26%	5.51%
15:00-16:00	6.82%	4.34%	7.10%	6.48%	7.04%	5.73%	6.91%	6.35%	6.32%
16:00-17:00	6.52%	4.04%	6.57%	6.61%	6.84%	6.01%	6.78%	6.12%	6.39%
17:00-18:00	7.07%	4.15%	7.07%	7.11%	7.30%	5.90%	7.74%	6.54%	6.82%
18:00-19:00	6.60%	4.11%	6.71%	6.40%	6.45%	5.75%	8.00%	6.05%	6.88%
19:00-20:00	3.87%	8.50%	3.56%	3.83%	4.08%	5.92%	6.74%	4.77%	6.33%
20:00-21:00	2.47%	5.41%	2.52%	2.62%	3.01%	4.56%	5.02%	3.20%	4.79%
21:00-22:00	1.50%	3.36%	1.60%	1.50%	1.74%	2.83%	3.67%	1.94%	3.25%
22:00-23:00	0.92%	1.77%	0.98%	1.00%	1.21%	1.78%	2.13%	1.18%	1.96%
23:00-24:00	0.70%	1.43%	0.83%	0.73%	0.96%	1.25%	1.08%	0.93%	1.17%

Tiempo Cuento	24 hrs								
Transito Diario	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Transito Promedio 7:00-20:00	6.07%	5.55%	6.17%	6.06%	6.03%	6.10%	6.16%	5.97%	6.13%
Volumen Horario Máx - Demanda	7.09%	8.50%	7.10%	7.11%	7.30%	8.15%	8.00%	6.76%	6.88%

Fuente: (Gerencia de Planificación de la EMMOP-Q, 2010)

Tabla 35

Cálculo del TPD de Lunes a Miércoles

Horario	Juan Bautista Aguirre (Lunes 15 de Mayo)		Juan Bautista Aguirre (Martes 16 de Mayo)		Juan Bautista Aguirre (Miércoles 17 de Mayo)	
	DMQ- Valle Chillos	Valle Chillos- DMQ	DMQ- Valle Chillos	Valle Chillos -DMQ	DMQ- Valle Chillos	Valle Chillos -DMQ
00:00 - 01:00	55	95	55	97	48	91
01:00 - 02:00	47	80	46	82	40	77
02:00 - 03:00	53	91	53	94	46	88
03:00 - 04:00	75	129	74	132	65	124
04:00 - 05:00	143	245	142	251	123	236
05:00 - 06:00	318	546	316	559	275	525
06:00 - 07:00	555	954	551	977	481	917
07:00 - 08:00	558	959	554	982	483	922
08:00 - 9:00	519	892	515	914	449	858
09:00 - 10:00	468	805	465	824	405	774
10:00 - 11:00	461	793	458	812	399	762
11:00 - 12:00	488	839	485	860	423	807
12:00 - 13:00	483	831	480	851	418	799
13:00 - 14:00	455	783	452	802	394	753
14:00 -15:00	517	889	513	910	448	854
15:00 - 16:00	525	902	521	924	454	867
16:00 - 17:00	505	868	502	889	437	835
17:00 - 18:00	540	928	536	950	467	892
18:00 - 19:00	500	859	496	880	433	826
19:00 - 20:00	394	677	391	693	341	651
20:00 - 21:00	265	455	263	466	229	437
21:00 - 22:00	160	275	159	282	139	265

CONTINÚA 

22:00 - 23:00	97	167	96	171	84	160
23:00 - 24:00	77	132	76	135	66	127
Total	8259	14194	8200	14534	7149	13646

Tabla 36

Cálculo del TPD Jueves y Viernes

Horario	Juan Bautista Aguirre (Jueves 18 de Mayo)		Juan Bautista Aguirre (Viernes 19 de Mayo)	
	DMQ-V. Chillos	V. Chillos- DMQ	DMQ- V. Chillos	V. Chillos- DMQ
00:00 - 01:00	47	104	52	111
01:00 - 02:00	40	87	44	93
02:00 - 03:00	45	100	50	107
03:00 - 04:00	64	140	70	150
04:00 - 05:00	122	268	133	286
05:00 - 06:00	272	596	297	637
06:00 - 07:00	475	1042	519	1113
07:00 - 08:00	477	1047	522	1118
08:00 - 9:00	444	974	486	1040
09:00 - 10:00	400	879	438	939
10:00 - 11:00	394	865	431	924
11:00 - 12:00	418	916	457	979
12:00 - 13:00	413	907	452	969
13:00 - 14:00	389	855	426	913
14:00 -15:00	442	970	484	1036
15:00 - 16:00	449	985	491	1051
16:00 - 17:00	432	948	473	1012
17:00 - 18:00	462	1013	505	1082
18:00 - 19:00	427	938	468	1001
19:00 - 20:00	337	739	368	789
20:00 - 21:00	226	497	248	530
21:00 - 22:00	137	300	150	321
22:00 - 23:00	83	182	91	195
23:00 - 24:00	66	144	72	154
Total	7060	15496	7726	16547

Tabla 37

Cálculo del TPD Sábado y Domingo

Horario	Juan Bautista Aguirre (Sábado 20 de Mayo)		Juan Bautista Aguirre (Domingo 21 de Mayo)	
	DMQ-V. Chillos	V. Chillos- DMQ	DMQ-V. Chillos	V. Chillos- DMQ
00:00 - 01:00	48	95	71	160
01:00 - 02:00	35	69	50	113
02:00 - 03:00	31	62	40	91
03:00 - 04:00	42	83	37	82
04:00 - 05:00	60	119	50	112
05:00 - 06:00	107	211	107	239
06:00 - 07:00	273	538	189	425
07:00 - 08:00	474	933	457	1026
08:00 - 9:00	433	853	302	677
09:00 - 10:00	362	713	394	885
10:00 - 11:00	328	645	387	868
11:00 - 12:00	326	641	376	845
12:00 - 13:00	336	661	412	924
13:00 - 14:00	325	640	418	937
14:00 -15:00	321	632	372	835
15:00 - 16:00	333	656	468	1050
16:00 - 17:00	350	688	458	1029
17:00 - 18:00	343	675	524	1176
18:00 - 19:00	334	658	541	1215
19:00 - 20:00	344	677	456	1023
20:00 - 21:00	265	522	340	762
21:00 - 22:00	165	324	248	557
22:00 - 23:00	104	204	144	324
23:00 - 24:00	73	143	73	165
Total	5813	11443	6914	15522

Para el cálculo del TPDA actual se aplicó el siguiente criterio¹:

- Multiplicar el TH a utilizarse en la micro simulación de tráfico, por el porcentaje promedio de vehículos que circulan en la vía durante las 24 horas,

¹ Basado en el criterio aplicado en la tesis: (Oña Toapanta, 2012)

tomando en cuenta que los días sábados y domingos son días que no se asemejan al resto de la semana.

$$TPD_{martes} = \frac{554 \text{ veh} * 100\%}{6.76\%}$$

$$TPD_{martes} = 8200 \text{ veh}$$

- Multiplicar por el número de días en el año.

$$TPD_{martes} = 8200 \text{ veh} * 52 \text{ día}$$

$$TPD_{martes} = 426380 \text{ veh} * \text{día}$$

- Sumar los datos consiguiendo el Tráfico Total Anual (TTA).

$$TTA = TPD_{lunes} + TPD_{martes} + TPD_{miércoles} + TPD_{jueves} + TPD_{viernes} \\ + TPD_{sábado} + TPD_{domingo}$$

$$TTA = 429458 + 426380 + 371735 + 367117 + 401751 + 302292 \\ + 366433$$

$$TTA = 2665166 \text{ veh} * \text{año}$$

- Finalmente dividirlos para los 365 días que tiene el año consiguiendo el TPDA actual.

$$TPDA_{actual} = \frac{2665166}{365}$$

$$TPDA_{actual} = 7302 \text{ vehiculos}$$

Con esta información se estima que:

- La calle Juan Bautista Aguirre en dirección del DMQ-V. Chillos en el 2017 tiene un TPDA de 7302 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 11284 vehículos.
- La calle Juan Bautista Aguirre en dirección del V. Chillos-DMQ en el 2017 tiene un TPDA de 14486 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 22385 vehículos.
- El Ingreso 1 en el 2017 tiene un TPDA de 1798 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 2778 vehículos.

- El Ingreso 2 en el 2017 tiene un TPDA de 1235 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 1908 vehículos.
- La calle Ricardo Izurieta del Castillo en el 2017 tiene un TPDA de 3307 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 5110 vehículos.
- La calle E13 en el 2017 tiene un TPDA de 1795 vehículos, mientras que proyectado a 20 años tiene un TPDA 2774 vehículos.

4.3.7 Longitud de cola

La toma de datos sobre las longitudes de cola nos dio como resultado los que se indican en la tabla 33, las mismas que están organizadas de acuerdo a su ubicación.

Para ayudarnos a calibrar la simulación en el programa PTV Vissim es necesario obtener los valores del promedio y la desviación estándar de las longitudes.

Tabla 38

Longitudes de cola

Número	DMQ - V. Chillos (m)	V. Chillos-DMQ (m)	Ingreso 1 S.B. (m)	Ingreso 2 S.B. (m)	Ricardo Izurieta del Castillo (m)	E13 (m)
1	1317	654	150	18	118	27
2	1309	511	97	15	163	42
3	1357	640	95	20	53	24
4	1390	653	181	26	155	47
5	1398	693	141	21	166	32
6	1410	653	67	25	142	38
7	1317	630	138	12	140	32
8	1205	661	133	26	105	22
9	1342	681	120	16	116	38
10	1347	564	133	10	137	31
11	1278	652	176	16	115	33
12	1375	640	130	20	110	29
Promedio	1337.08	636.00	130.08	18.75	126.67	32.92
Desv. Estándar	57.46	50.39	32.62	5.26	31.17	7.30

En la Tabla 38 destacan las longitudes de cola de la calle Juan Bautista Aguirre en ambas direcciones, debido a que la desviación estándar en ambos casos es la más alta de toda la Tabla 38, es necesario realizar una distribución normal para tomar una decisión adecuada, en la cual se tomó un intervalo de confianza de 95%.

Media = 1337.08

Desviación estándar = 57.46

Confianza = 95%

Tamaño de muestra = 12

Intervalo de confianza:

Alfa = 5%

Límite inferior = 1304.57

Límite superior = 1369.59

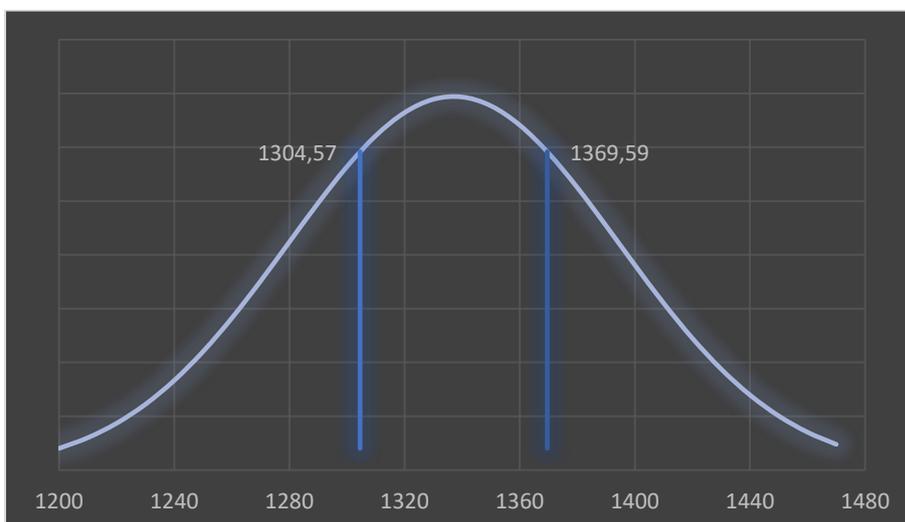


Figura 83 Distribución normal DMQ-V. Chillos

Media = 636.00

Desviación estándar = 50.39

Confianza = 95%

Tamaño de muestra = 12

Intervalo de confianza:

Alfa = 5%

Límite inferior = 607.49

Límite superior = 664.51

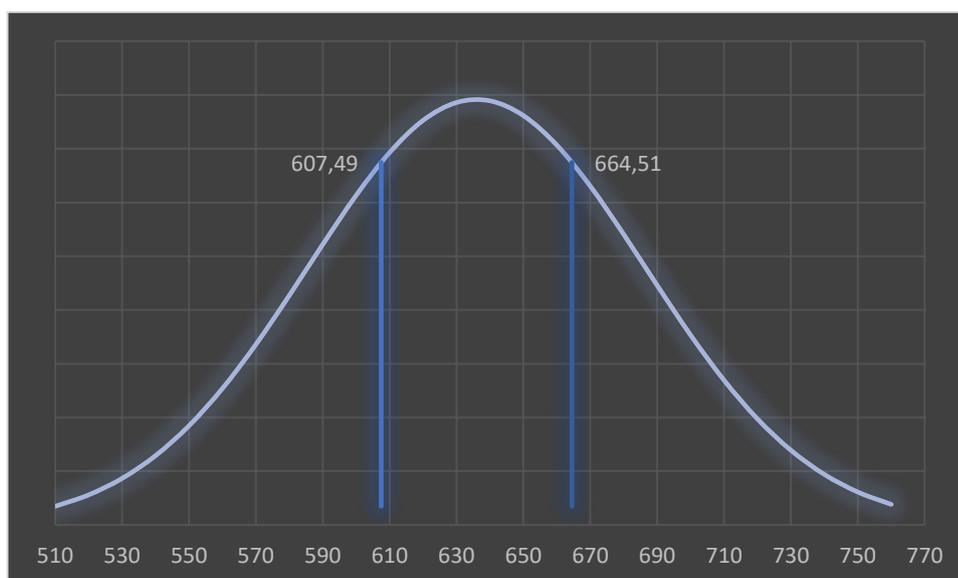


Figura 84 Distribución normal V. Chillos-DMQ

4.3.8 Velocidad promedio

Para lograr determinar la velocidad media y el tiempo que tarda en cruzar el tráfico un vehículo liviano, el cual predomina en los conteos vehiculares, se tomó la medida desde un vehículo mientras atravesaba la longitud de cola más larga ya que la velocidad y tiempo crítico están en este tramo.

Los resultados obtenidos están especificados en la Tabla 39, estos revelan que la velocidad media a la que viajan los vehículos está en un rango de 11Km/h a 4.5 Km/h con una velocidad máxima de 29.09 Km/h.

Tabla 39

Velocidad máxima y promedio

Distancia	Tiempo	Velocidad media	Velocidad máxima
1.32 Km	08 min 15 seg	9.62 Km/h	27.11 Km/h
1.25 Km	07 min 55 seg	9.50 Km/h	17.84 Km/h
1.32 Km	07 min 18 seg	10.90 Km/h	29.09 Km/h
1.41 Km	13 min 19 seg	6.38 Km/h	18.98 Km/h
1.40 Km	10 min 45 seg	7.83 Km/h	20.75 Km/h
1.39 Km	11 min 59 seg	7.10 Km/h	23.47 Km/h
1.41 Km	18 min 42 seg	4.52 Km/h	15.84 Km/h
1.20 Km	09 min 08 seg	7.88 Km/h	20.34 Km/h
1.54 Km	09 min 50 seg	9.37 Km/h	19.45 Km/h
1.41 Km	15 min 53 seg	5.34 Km/h	23.33 Km/h
Velocidad Promedio		7.84 Km/h	

De acuerdo con el sistema vial urbano, la calle Juan Bautista Aguirre puede ser considerada como vía colectora tipo B debido a su geometría en el tramo de inicio del tráfico, pero acorde a su uso se convierte en vía arterial.

Conforme a la ordenanza municipal 3746, en ambos casos permite una velocidad de operación de 50 Km/h, por tal motivo se infiere que la vía está funcionando en un rango entre el 10% y 20% de lo requerido.

4.3.9 Aforos peatonales

Para el análisis de micro simulación del tráfico no se tomó datos de conteos del tránsito peatonal, por motivos de seguridad operacional ya que al realizar un conteo manual se genera inseguridad en el flujo peatonal, mientras que realizar una

videograbación no es recomendable por ser una zona insegura, por tal motivo se toman los valores predeterminados para tránsito peatonal que nos brinda el HCM 2010. Se selecciona el valor correspondiente al área CBD, por la ubicación de la intersección esta área se ajusta de mejor manera a nuestra necesidad.

Tabla 40

Valores predeterminados para tránsito peatonal

Tipo de Área	Volumen de Peatones (p/h)
CBD	400
Otro	50

Fuente: (National Academy of Sciences, 2010)

4.4 Condiciones orográficas

La Norma Ecuatoriana Vial del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, regulariza la vía conforme al tipo de relieve del terreno natural, la cual nos presenta cuatro tipos de relieve con su máxima inclinación media.

Tabla 41

Determinación de Carreteras por Condiciones Orográficas

Tipo de Relieve	Máxima Inclinación Media
Llano	$i \leq 5$
Ondulado	$5 < i \leq 15$
Accidentado	$15 < i \leq 25$
Muy accidentado	$25 < i$

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2013)

Se elaboró una faja topográfica de la zona estudiada en especial de la calle Juan Bautista Aguirre a partir de una base de datos proporcionada por el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, la cual contenía curvas de nivel en planta, las mismas que fueron modificadas para generar elementos 3D, a continuación, se presenta una visualización de la faja topografía de la vía analizada, la cual contiene curvas de nivel cada metro y expone la variación de pendientes pronunciadas.

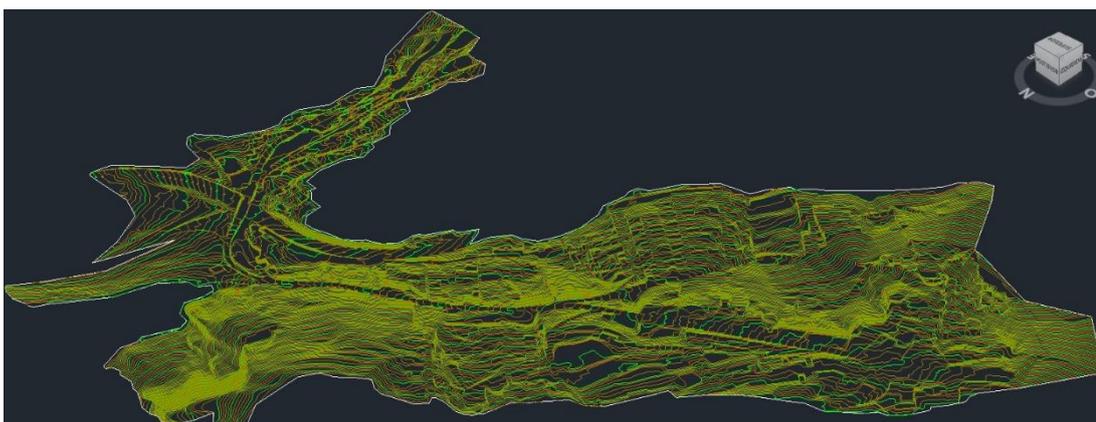


Figura 85 Faja topográfica de la vía Juan Bautista Aguirre

Es necesario conocer la orografía del sector ya que se utiliza para poder dar solución al problema que se genera. Al realizar un análisis detallado de la faja topográfica, se determinó las pendientes de acuerdo a la Tabla 41, el resultado permite observar la variación de las pendientes tanto en las vías estudiadas como en los alrededores, donde se observa que la vía es de relieve ondulado y en los alrededores resaltan el relieve muy accidentado.

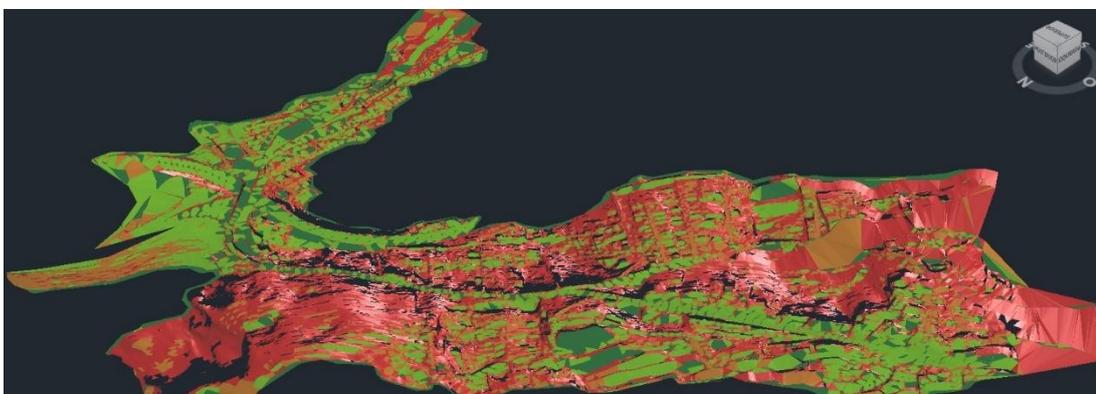


Figura 86 Detalle del tipo de relieve en la vía Juan Bautista Aguirre

Tabla 42

Cuadro de pendientes para la vía Juan Bautista Aguirre

Condiciones Orográficas		
Pendiente Mínima	Pendiente Máxima	Color
0	5	Verde oscuro
5	15	Verde claro
15	25	Amarillo
25	100	Rojo

CAPÍTULO V

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LA MICRO SIMULACIÓN ACTUAL Y EVALUACIÓN DE PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

5.1 Análisis de resultados

Al terminar la micro simulación se comprueba que los resultados generados sean similares a los datos obtenidos en campo. Por tal motivo se comparan los valores de sincronización en las fases de semáforos en cada intersección, la longitud de cola que se genera, entre otros.

5.1.1 Sincronización de fases en semáforos

Uno de los factores indispensables para realizar una simulación adecuada son las señales de control, ya que se necesita que los semáforos existentes tengan el dominio sobre las prioridades de circulación en la intersección.

En la intersección A existen tres semáforos los cuales cuentan con dos grupos de señales, el primer grupo tiene el dominio sobre los vehículos que circular por la calle Juan Bautista Aguirre, mientras el segundo grupo controla los vehículos que circulan por la Intersección 1.

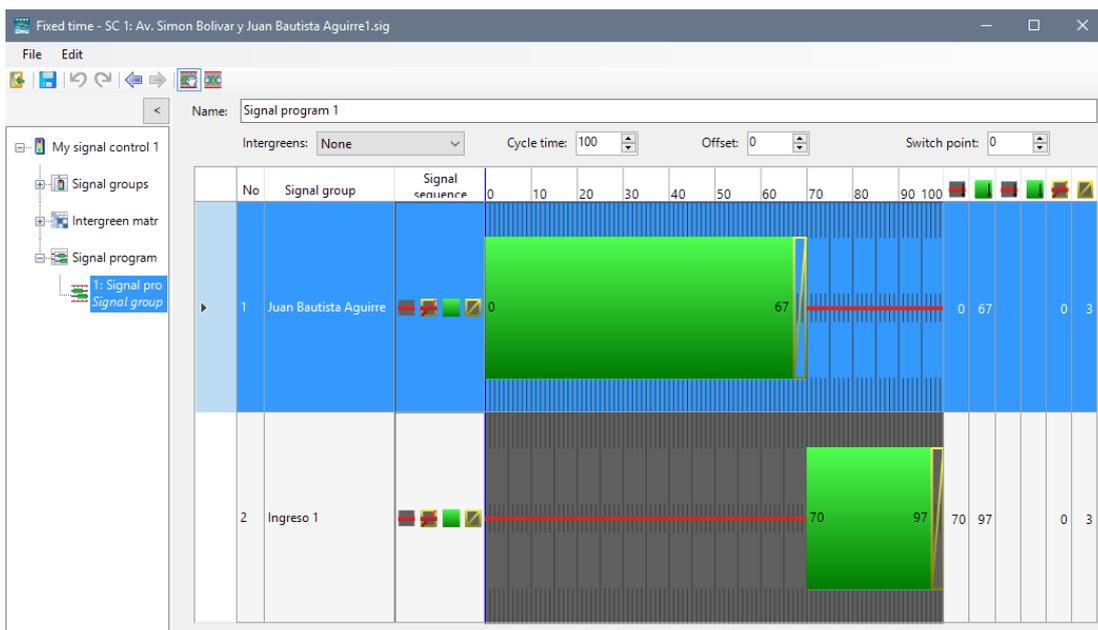


Figura 87 Grupo de señales en la intersección A

En la intersección B existen cuatro semáforos los cuales cuentan con tres grupos de señales de control, siendo el primer grupo el que controla la circulación en la calle Juan Bautista Aguirre, el segundo grupo tiene el dominio sobre los vehículos que circulan por la calle Ricardo Izurieta del Castillo, mientras el tercer grupo interviene en la calle E13.

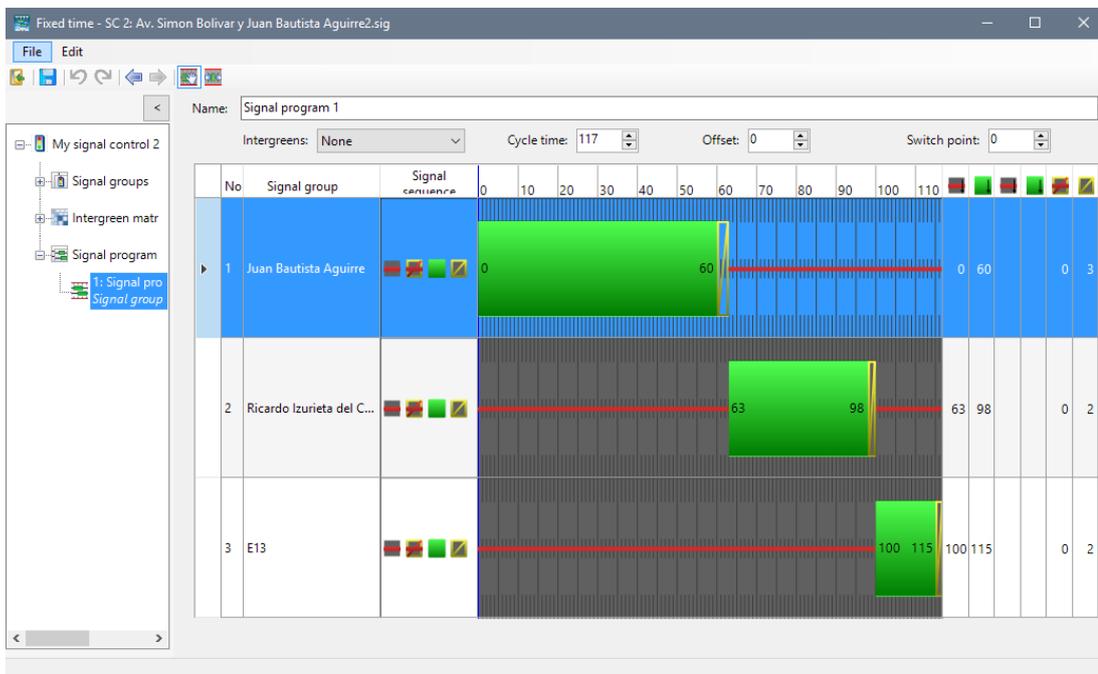


Figura 88 Grupo de señales en la intersección C

Finalmente se comprobó que las señales de control se encuentran correctamente simulados, ya que concuerdan con los datos obtenidos en campo los cuales están especificados en la figura 63 y la figura 65 para la intersección A, mientras que para la intersección C los datos de campo se encuentran detallados en la figura 67, figura 69 y figura 71.

5.1.2 Longitud de cola y niveles de servicio en las intersecciones

Los valores obtenidos en la simulación respecto a la longitud que tiene la cola de vehículos en las intersecciones A, B y C, están sometidas a las reglas de prioridad y a las fases de los semáforos.

Los resultados que genera el programa detallan la longitud de cola en cada link trazado en la intersección y los movimientos que realiza, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 43

Cuadro de resultados de longitud de cola y LOS obtenida en la simulación para el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	189.96	914.19	LOS_D
DMQ → Ingreso 1	189.96	914.19	LOS_C
Valle de los Chillos → DMQ	13.03	122.79	LOS_B
Valle de los Chillos → Ingreso 1	13.03	122.79	LOS_D
Ingreso 1 → DMQ	25.60	104.50	LOS_D
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	25.60	104.50	LOS_D
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	176.81	318.11	LOS_F
DMQ → Ingreso 2	176.81	318.11	LOS_F
Valle de los Chillos → DMQ	0.27	60.63	LOS_B
Valle de los Chillos → Ingreso 2	0.27	60.63	LOS_B
Ingreso 2 → DMQ	5.31	20.73	LOS_C
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	5.31	20.73	LOS_C

Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	16.83	76.13	LOS_C
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	16.83	76.13	LOS_C
DMQ → E13	16.83	76.13	LOS_B
Valle de los Chillos → DMQ	192.75	426.27	LOS_C
Valle de los Chillos → Ricardo I.	192.75	426.27	LOS_D
Valle de los Chillos → E13	192.75	426.27	LOS_D
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	42.26	138.97	LOS_D
Ricardo I. → Valle de los Chillos	42.26	138.97	LOS_D
E13 → DMQ	19.65	39.45	LOS_E
E13 → Valle de los Chillos	19.65	39.45	LOS_D

Para poder realizar una comparación entre los resultados de la simulación con el tráfico actual y los datos obtenidos en campo, es necesario sumar los valores parciales para obtener el valor total de la longitud.

Al verificar que el valor total de la longitud de cola obtenida entra en el porcentaje de confiabilidad que se calculó anteriormente, el resultado es positivo.

Tabla 44

Valor total de la longitud de cola con el Ta

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso1 S.B.	Ricardo I.	E13
1308.44 m	609.69 m	104.50 m	138.97 m	39.45 m

Finalmente se presenta los resultados obtenidos en la micro simulación con las mismas condiciones, pero con el tráfico futuro proyectado a 20 años.

Tabla 45

Cuadro de resultados de longitud de cola y LOS obtenida en la simulación para el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	288.18	1343.77	LOS_F
DMQ → Ingreso 1	288.18	1343.77	LOS_C
Valle de los Chillos → DMQ	28.56	139.85	LOS_C

Valle de los Chillos → Ingreso 1	28.56	139.85	LOS_D
Ingreso 1 → DMQ	104.06	226.82	LOS_E
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	104.06	226.82	LOS_F
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	175.21	322.07	LOS_F
DMQ → Ingreso 2	175.21	322.07	LOS_F
Valle de los Chillos → DMQ	0.60	74.25	LOS_C
Valle de los Chillos → Ingreso 2	0.60	74.25	LOS_C
Ingreso 2 → DMQ	8.36	48.41	LOS_C
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	8.36	48.41	LOS_C
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	14.87	78.46	LOS_E
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	14.87	78.46	LOS_D
DMQ → E13	14.87	78.46	LOS_C
Valle de los Chillos → DMQ	218.61	510.10	LOS_C
Valle de los Chillos → Ricardo I.	218.61	510.10	LOS_C
Valle de los Chillos → E13	218.61	510.10	LOS_D
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	276.07	324.11	LOS_E
Ricardo I. → Valle de los Chillos	276.07	324.11	LOS_E
E13 → DMQ	31.42	51.87	LOS_F
E13 → Valle de los Chillos	31.42	51.87	LOS_E

Tabla 46

Valor total de la longitud de cola con el Tf

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso 1 S.B.	Ricardo I.	E13
1744.30	724.20	226.82	324.11	51.87

5.1.3 Contaminación y consumo de combustible

La cantidad de contaminación y el consumo de combustible son factores exclusivos del programa, los cuales se deben tomar en cuenta para la toma de decisiones, ya que afectan a la salud y a la economía.

Tabla 47

Emisiones de dióxido de carbono en América Latina por tipo de vehículo

Tipo de Vehículo	Vehículos (100.000)	Km/Año	Energía, Ej	Emisiones M Toneladas CO ₂	Parte del total de emisiones de CO ₂
Transporte ligero de pasajeros	40127	13000	2.10	155.4	40.70%
Motocicletas	6978	7500	0.05	3	0.80%
Minibuses	930	40000	0.21	14.1	3.80%
Buses	511	40000	0.20	14.5	3.90%
Transporte ligero de carga	4459	13000	0.23	16.2	4.40%
Camiones medianos	5385	22000	1.15	77.6	20.80%
Camiones pesados	2314	50000	1.38	92.2	24.70%
TOTAL	-	-	5.33	372.9	-

Fuente: (Banco Interamericano de Desarrollo, 2013)

De igual forma que en la longitud de cola, los resultados se presentan de manera detallada de acuerdo a los links en cada intersección, tanto para el tráfico actual como para el tráfico proyectado a 20 años.

Tabla 48

Cuadro de contaminación y consumo de combustible con el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	239.25	46.55	3.42
DMQ → Ingreso 1	1.59	0.31	0.02
Valle de los Chillos → DMQ	159.65	31.06	2.28
Valle de los Chillos → Ingreso 1	34.91	6.79	0.50
Ingreso 1 → DMQ	119.52	23.25	1.71
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	64.59	12.57	0.92
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible

	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	121.12	23.57	1.73
DMQ → Ingreso 2	62.17	12.10	0.89
Valle de los Chillos → DMQ	55.79	10.85	0.80
Valle de los Chillos → Ingreso 2	69.35	13.49	0.99
Ingreso 2 → DMQ	13.51	2.63	0.19
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	4.59	0.89	0.07
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	7.34	1.43	0.11
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	25.10	4.88	0.36
DMQ → E13	9.77	1.90	0.14
Valle de los Chillos → DMQ	185.12	36.02	2.65
Valle de los Chillos → Ricardo I.	104.15	20.26	1.49
Valle de los Chillos → E13	71.71	13.95	1.03
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	46.83	9.11	0.67
Ricardo I. → Valle de los Chillos	128.91	25.08	1.84
E13 → DMQ	3.39	0.66	0.05
E13 → Valle de los Chillos	26.22	5.10	0.38

Tabla 49

Cuadro de contaminación y consumo de combustible con el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	316.72	61.62	4.53
DMQ → Ingreso 1	17.61	3.43	0.25
Valle de los Chillos → DMQ	247.95	48.24	3.55
Valle de los Chillos → Ingreso 1	69.67	13.55	1.00
Ingreso 1 → DMQ	156.23	30.40	2.24
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	71.51	13.91	1.02
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)

DMQ → Valle de los Chillos	81.88	15.93	1.17
DMQ → Ingreso 2	40.88	7.95	0.58
Valle de los Chillos → DMQ	60.51	11.77	0.87
Valle de los Chillos → Ingreso 2	52.48	10.21	0.75
Ingreso 2 → DMQ	28.73	5.59	0.41
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	11.98	2.33	0.17
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	10.00	1.95	0.14
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	38.68	7.52	0.55
DMQ → E13	11.21	2.18	0.16
Valle de los Chillos → DMQ	217.79	42.37	3.12
Valle de los Chillos → Ricardo I.	117.98	22.95	1.69
Valle de los Chillos → E13	86.67	16.86	1.24
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	33.09	6.44	0.47
Ricardo I. → Valle de los Chillos	120.75	23.49	1.73
E13 → DMQ	9.13	1.78	0.13
E13 → Valle de los Chillos	50.60	9.85	0.72

Al realizar la suma de los valores parciales obtenemos la siguiente gráfica con el valor total de contaminación y de consumo de combustible para el tráfico actual, la cual esta detallada según la vía.

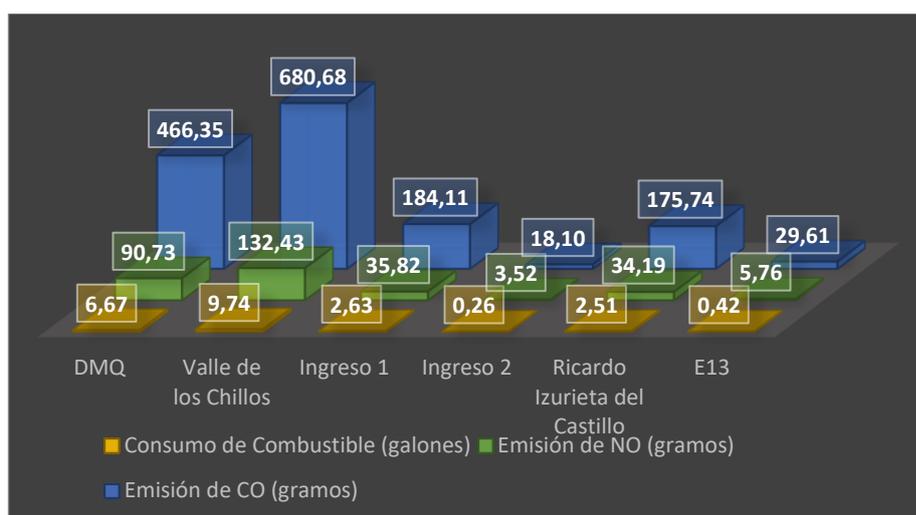


Figura 89 Contaminación y consumo de combustible ocasionado por el tráfico actual

De la misma manera se obtuvo la siguiente gráfica que muestra la cantidad de contaminación y consumo de combustible que se genera por el tráfico proyectado a 20 años.

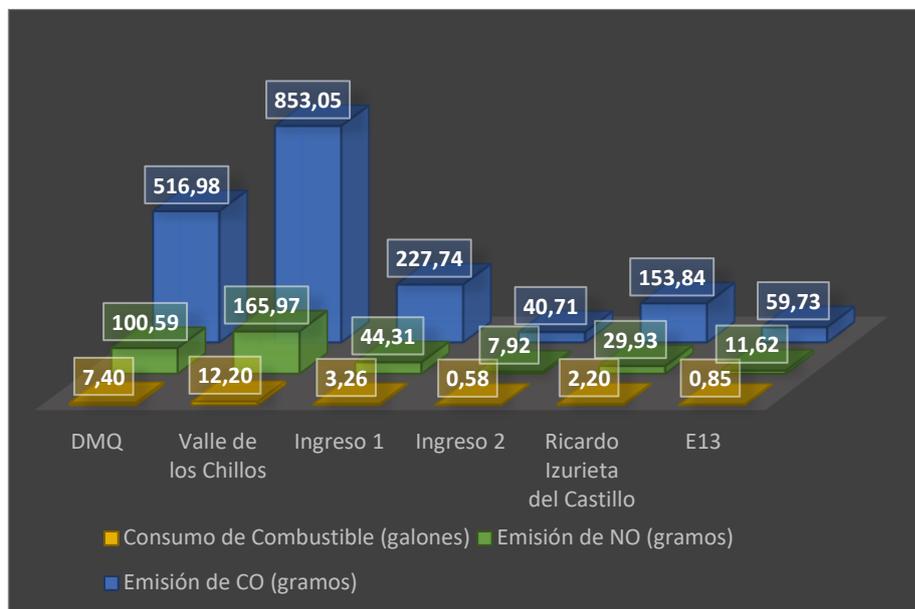


Figura 90 Contaminación y consumo de combustible ocasionado por el tráfico futuro

La siguiente figura contiene el valor total de las emisiones de monóxido de carbono, óxido nítrico y el consumo de combustible de las intersecciones analizadas, las cuales son presentadas de tal manera que se pueda apreciar una comparación entre los valores actuales y los proyectados a 20 años.

De mantenerse las intersecciones sin modificaciones la contaminación y el consumo de combustible sufrirían un incremento aproximado del 19%, lo cual es perjudicial para la salud y la economía del DMQ. Cabe resaltar que estos valores son los generados en un intervalo de 15 minutos.

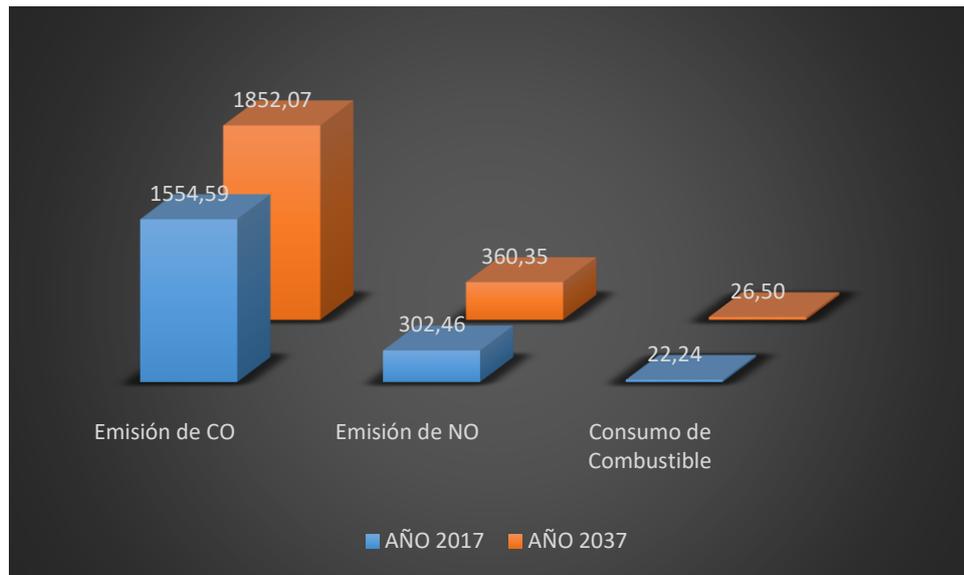


Figura 91 Contaminación y consumo de combustible del año 2017 y su proyección para el año 2037

5.2 Huella de carbono

La huella de carbono es la forma en la que se mide la cantidad de emisiones de gases que producen efecto de invernadero, las cuales son liberadas en el medio ambiente debido a diferentes actividades, según la ISO 14064 se divide en 3 grupos de emisiones los cuales son:

Alcance 1. Emisiones directas, por ejemplo:

- Consumo de gasolina (combustión móvil)
- Consumo de diésel (combustión móvil)

Alcance 2. Emisiones indirectas por energía, por ejemplo:

- Consumo de energía eléctrica

Alcance 3. Otras emisiones indirectas, por ejemplo:

- Consumo/uso de materiales y productos
- Uso de transporte público
- Generación de residuos sólidos
- Construcción de obras civiles

En el DMQ se emite un total de 37.995 toneladas de CO₂, los cuales equivalen al uso de energía eléctrica de aproximadamente 42.000 hogares en un año dentro de la zona urbana del Ecuador.

Las emisiones de CO₂ en el DMQ son generadas en primer lugar por el Alcance 3 con un total de 35.418 toneladas, seguido por el Alcance 1 con 1.448 toneladas de CO₂ y finalmente el Alcance 2 que emite 1.128 toneladas de CO₂.

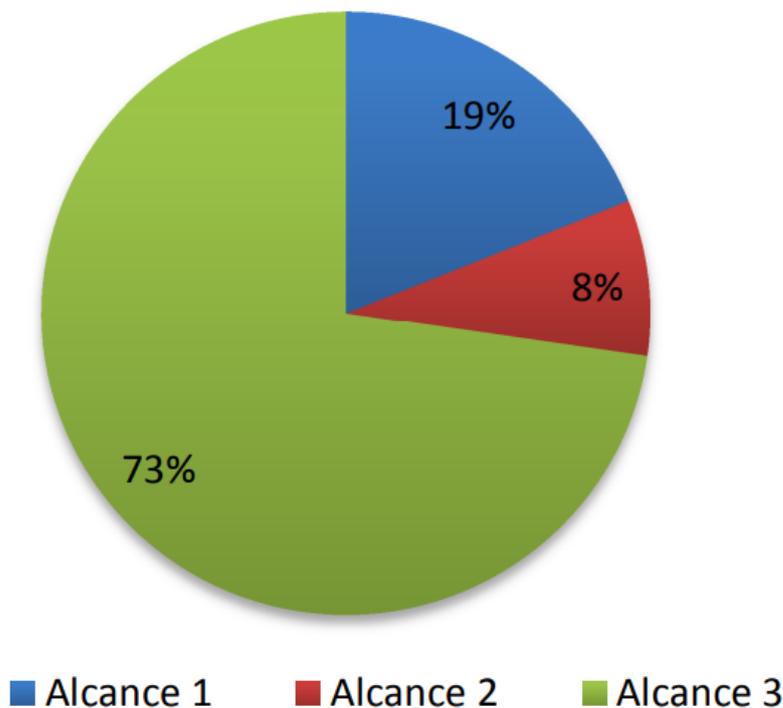


Figura 92 Huella de Carbono total según alcance de emisión (en porcentaje)

Fuente: (MDMQ & Servicios Ambientales, 2013)

Es importante para la investigación conocer la cantidad de CO₂ que emite el uso del transporte público y privado, el mismo que produce 4.514 toneladas de CO₂ equivalentes al 12% del total emitidos en el DMQ, convirtiéndose en la tercera fuente de emisión solo por debajo de la construcción de obras civiles con 66% y el uso/consumo de materiales con un 13%, ambos porcentajes de la huella de carbono total.

La contaminación anual de CO₂ que se produce en la zona analizada es de 54.47 toneladas, esto equivale al 1.21% del total emitido por transporte dentro el Distrito Metropolitano de Quito, convirtiéndose en un aporte importante en la contaminación ambiental, por tal motivo es necesario dar una solución que disminuya la contaminación o en todo caso evite su incremento, a la vez que mejore la circulación vehicular en la zona de estudio.

5.3 Propuestas de Solución

Una vez realizada la micro simulación se logró identificar los problemas generados por el tráfico y los puntos específicos en los que se producen. Por tal motivo es de suma importancia analizar las posibles soluciones y determinar cuál es la mejor de acuerdo con las necesidades de las zonas en conflicto.

5.3.1 Alternativa 1: Mejora en los ciclos de semáforos

Debido a que las intersecciones A y C son semaforizadas, se realizó un análisis para determinar el reparto de los tiempos en las fases de los semáforos, con el objetivo de detectar problemas en las señales de control.

Se calculó el factor de ajuste por efecto de vehículos pesados mediante la siguiente formula:

$$f_{VP} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1)}$$

Donde:

f_{VP} = Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados

P_C = Porcentaje de camiones

P_B = Porcentaje de autobuses

E_C = Automóviles equivalentes a un camión

E_B = Automóviles equivalentes a un autobús

Los valores de E_C y E_B oscilan entre 1.40 a 1.60 sin embargo en accesos con pendientes aproximados a 0% el valor es de 1.50.

Para las intersecciones A y C en la calle Juan Bautista Aguirre el valor f_{VP} es de 0.925 en dirección al Valle de los Chillos, mientras que el valor f_{VP} es de 0.947 en dirección al DMQ, esta fórmula es aplicable cuando no existe giro.

Los valores para factores por movimientos de vuelta E_v , varían de 1.40 a 1.60 para el giro a la izquierda, mientras que para giros a la derecha en valor se encuentra de 1 a 1.40.

Para el cálculo se utilizaron los valores 1.60 ADE para el giro a la izquierda y 1.40 ADE para el giro a la derecha.

Estos datos permiten determinar los flujos de automóviles directos equivalentes mediante la siguiente formula:

$$q_{ADE} = \frac{VHMD}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{PC}} \right) E_V$$

Donde:

q_{ADE} = Flujos de automóviles directos equivalentes

E_V = Factores por movimientos de vuelta

VHMD = Volumen horario de máxima demanda

FHMD = Factor de hora de máxima demanda

f_{VP} = Factor de ajuste por efecto de vehículos pesados

El valor de hora de máxima demanda utilizado es de 0.95, ya que en proyecto y diseño de planes de tiempos del semáforo se manejado este valor.

Al final es necesario realizar la sumatoria de los flujos de automóviles directos equivalentes con sus respectivos giros.

$$q_T = q_D + q_{Vizq} + q_{VDer}$$

Dando como resultados:

Tabla 50

Flujos de automóviles equivalentes con el tráfico actual

Dirección	qD	qD der	qD izq	qT
DMQ-V. Chillos	630	57		688 ADE/h
V. Chillos-DMQ	1092		24	1116 ADE/h
Ingreso 1		63	149	211 ADE/h

Tabla 51 Flujo de automóviles equivalentes con el tráfico a 20 años

Dirección	qD	qD der	qD izq	qT
DMQ-V. Chillos	974	89		1063 ADE/h
V. Chillos-DMQ	1687		38	1725 ADE/h
Ingreso 1		97	144	241 ADE/h

Para el calcular la relación máxima de flujo actual q_T y el flujo de saturación por carril S es necesario aplicar la siguiente formula:

$$B_i = \frac{q_{imax}}{S}$$

Dando como resultado los presentados en la siguiente tabla:

Tabla 52**Máximas relaciones del flujo con el tráfico actual**

DMQ-V. Chillos	B1	0.382
V. Chillos-DMQ	B2	0.310
Ingreso 1	B3	0.117

Tabla 53**Máximas relaciones del flujo con el tráfico futuro**

DMQ-V. Chillos	B1	0.590
V. Chillos-DMQ	B2	0.479
Ingreso 1	B3	0.134

A continuación, se presenta la fórmula de cálculo que permite obtener longitud del ciclo óptimo:

$$C_o = \frac{1.5 L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\rho} Y_i}$$

Donde:

C_o = tiempo Optimo del ciclo en segundos

L = tiempo total perdido por ciclo en segundos

Y_i = máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento.

ρ = número de fases

Finalmente es importante destacar la forma en la que son distribuidos los verdes efectivos en cada fase, el cual es calculado mediante la siguiente formula:

$$g_i = \frac{B_i}{\sum_{i=1}^{\rho} B_i} \times g_T$$

Donde:

g_i = Reparto de los tiempos verde efectivos

B_i = Máximas relaciones del flujo

g_T = Tiempo de verde efectivo

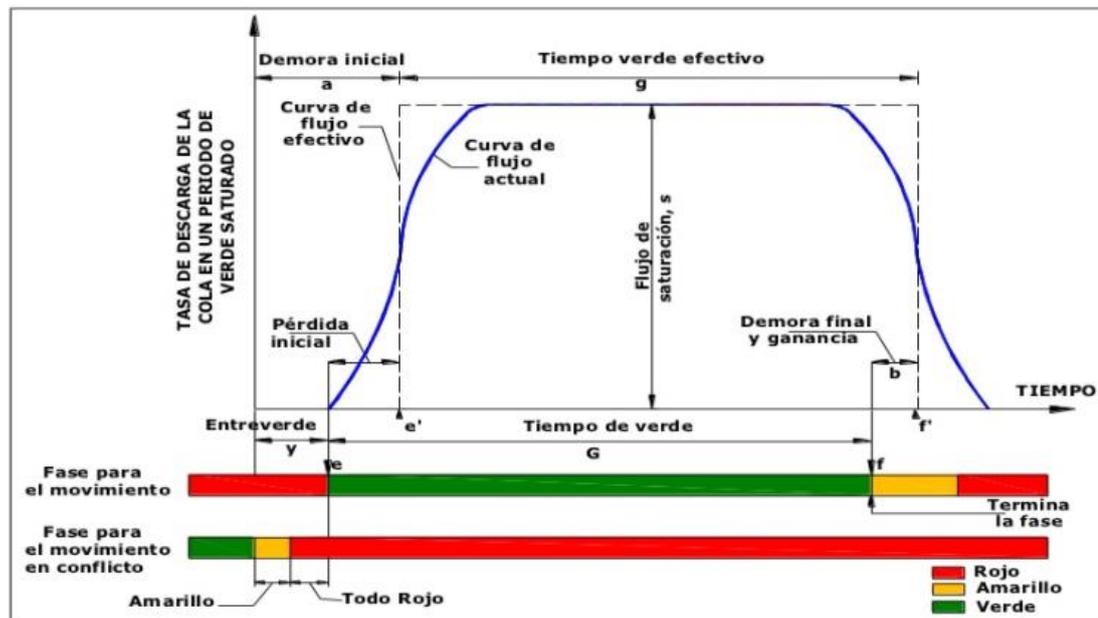


Figura 93 Flujo de saturación y tiempo perdido

Fuente: (Amelunge Martínez, 2011)

Al realizar los cálculos respectivos se obtuvo que el valor de la longitud de ciclo óptimo para la intersección A es de 53 segundos con el tráfico actual, el reparto de verdes efectivos es de 36 segundos para la calle Juan Bautista Aguirre y 11 segundos para el ingreso 1.

Tabla 54

Longitud de ciclo óptimo para el tráfico actual - intersección A

Fase	Movimiento	Vol. Vehicular	#Carriles	Fac. Equiv.	q	Yi	Y	T. ciclo
1	DMQ	982	1	1	982	0.55	0.63	38
	Ingreso 2	96	1	1.6	153.6	0.09		
1	V. Chillos	554	1	1	554	0.31	0.45	25
	Ingreso 2	177	1	1.4	247.8	0.14		
2	DMQ	64	1	1.6	102.4	0.06	0.08	15
	V. Chillos	28	1	1.4	39.2	0.02		

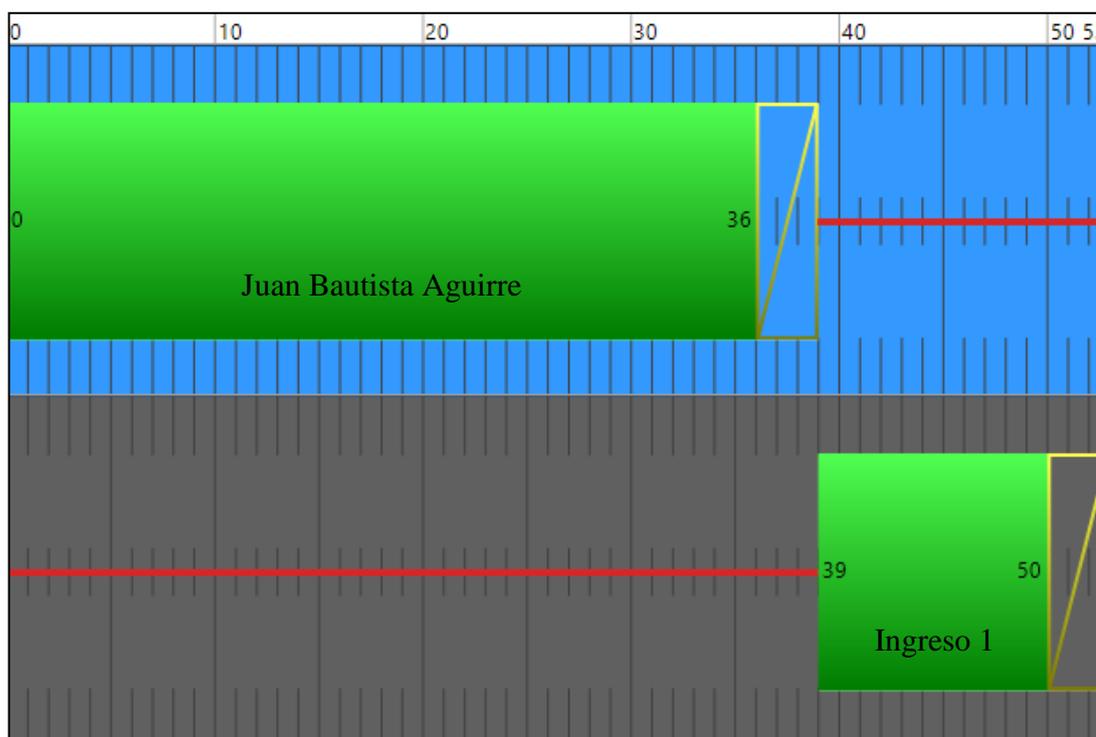


Figura 94 Diagrama de tiempos en 2 fases con el tráfico actual

Mientras que para el tráfico proyectado a 20 años necesitará una longitud de ciclo óptimo de 574 segundos en la intersección A, con un reparto de verdes efectivos de 463 segundos para la calle Juan Bautista Aguirre y 105 segundos para el ingreso 1.

Tabla 55

Longitud de ciclo óptimo para el tráfico futuro - intersección A

Fase	Movimiento	Vol. Vehicular	#Carriles	Fac. Equiv.	q	Yi	Y	T. ciclo
1	DMQ	1518	1	1	1518	0.84	0.97	558
	Ingreso 2	148	1	1.6	236.8	0.13		
1	V. Chillos	856	1	1	856	0.48	0.69	45
	Ingreso 2	274	1	1.4	383.6	0.21		
2	DMQ	99	1	1.6	158.4	0.09	0.12	16
	V. Chillos	43	1	1.4	60.2	0.03		

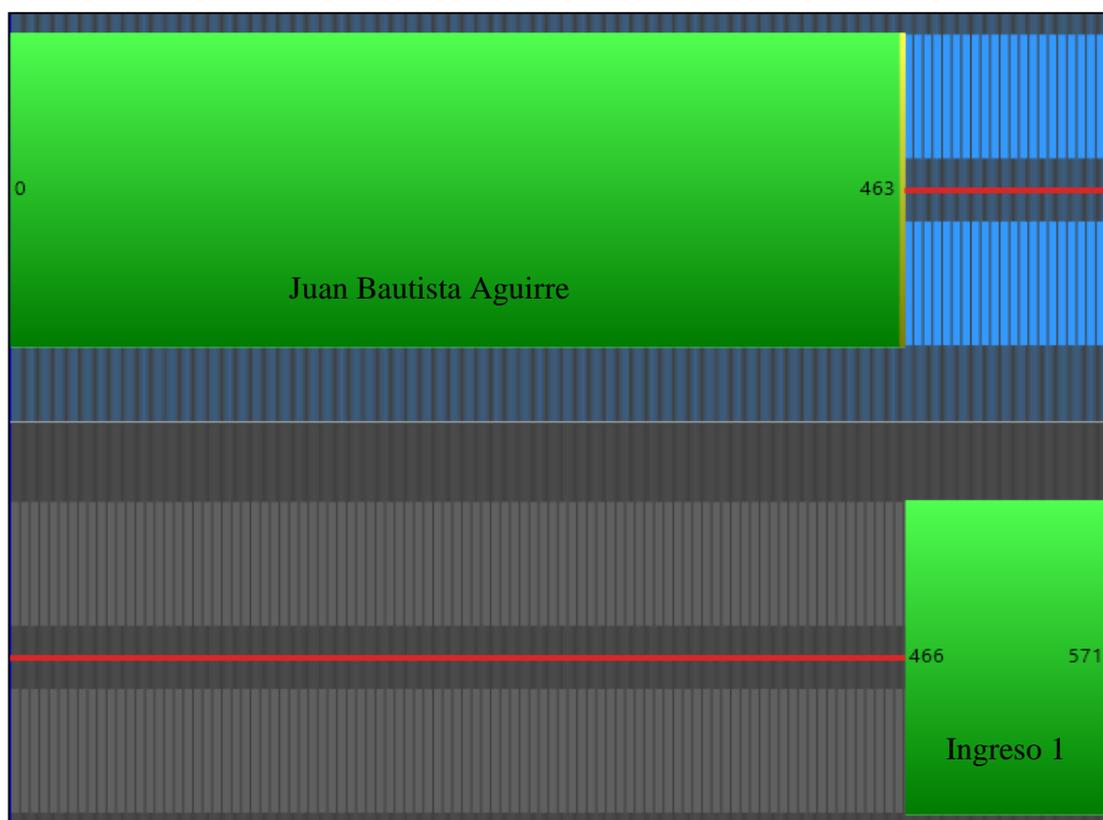


Figura 95 Diagrama de tiempos en 2 fases con el tráfico futuro

En cambio, en la intersección C se necesitará una longitud de ciclo óptimo de 82 segundos con el tráfico actual, teniendo en cuenta que el tiempo de verde efectivo para la calle Juan Bautista Aguirre es de 42 segundos, para la calle Ricardo Izurieta del castillo es de 23 segundos y de la calle E13 10 segundos.

Tabla 56

Longitud de ciclo óptimo para el tráfico actual - intersección C

Fase	Movimiento	Vol. Vehicular	#Carriles	Fac. Equiv.	q	Yi	Y	T. ciclo
1	DMQ	982	2	1	491	0.27	0.36	24
	R. I. Castillo	86	1	1.2	103.2	0.06		
	E13	42	1	1.2	50.4	0.03		
1	V. Chillos	554	1	1	554	0.31	0.33	23
	R. I. Castillo	17	1	1.2	20.4	0.01		
	E13	19	1	1.2	22.8	0.01		
2	DMQ	86	2	1.2	51.6	0.03	0.14	18
	V. Chillos	173	1	1.2	207.6	0.12		
3	DMQ	44	2	1.2	26.4	0.01	0.07	17
	V. Chillos	77	1	1.2	92.4	0.05		

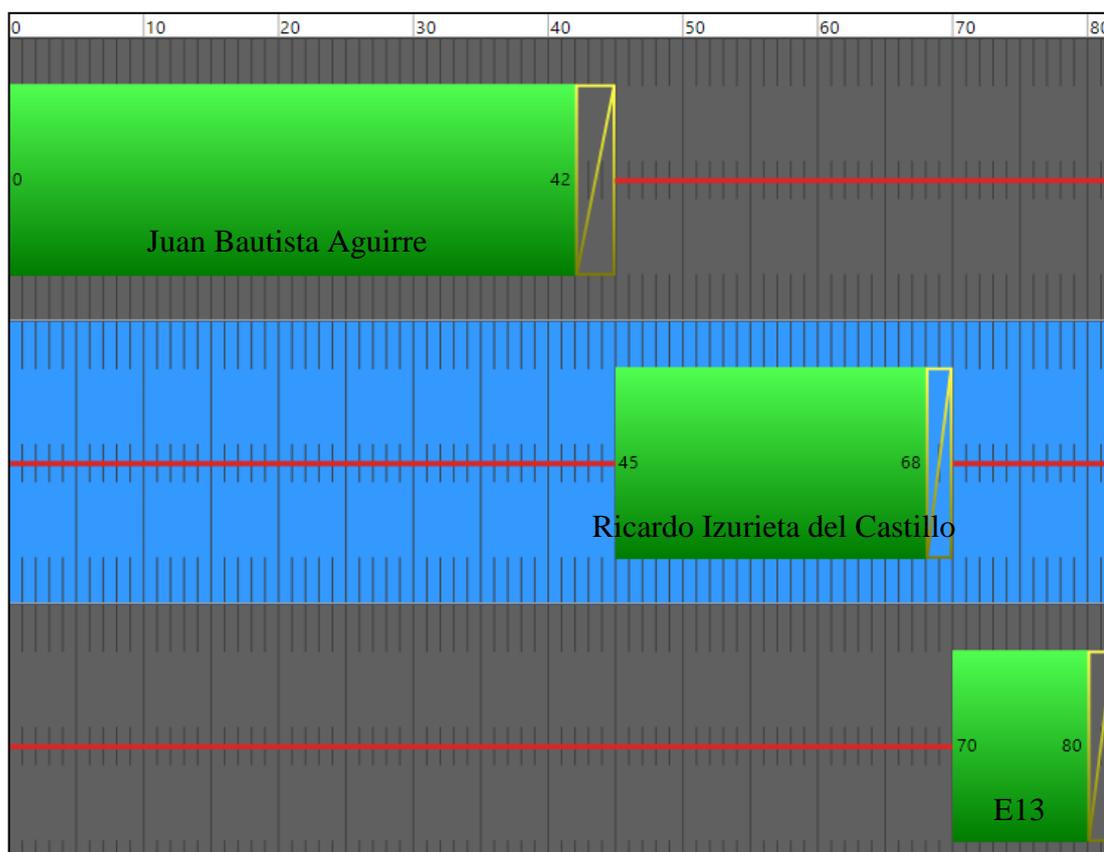


Figura 96 Diagrama de tiempos en 3 fases con el tráfico actual

Y para el tráfico proyectado en 20 años la longitud de ciclo óptimo será de 104 segundos en la intersección C, mientras que el reparto de verdes efectivos es de 54 segundos para la calle Juan Bautista Aguirre, 29 segundos para la calle Ricardo Izurieta del Castillo y 14 segundos para la calle E13.

Tabla 57

Longitud de ciclo óptimo para el tráfico futuro - intersección C

Fase	Movimiento	Vol. Vehicular	#Carriles	Fac. Equiv.	q	Yi	Y	T. ciclo
1	DMQ	1518	2	1	759	0.42	0.55	35
	R. I. Castillo	133	1	1.2	159.6	0.09		
	E13	65	1	1.2	78	0.04		
1	V. Chillos	856	1	1	856	0.48	0.51	32
	R. I. Castillo	26	1	1.2	31.2	0.02		
	E13	29	1	1.2	34.8	0.02		
2	DMQ	133	2	1.2	79.8	0.04	0.22	20
	V. Chillos	267	1	1.2	320.4	0.18		
3	DMQ	68	2	1.2	40.8	0.02	0.10	17

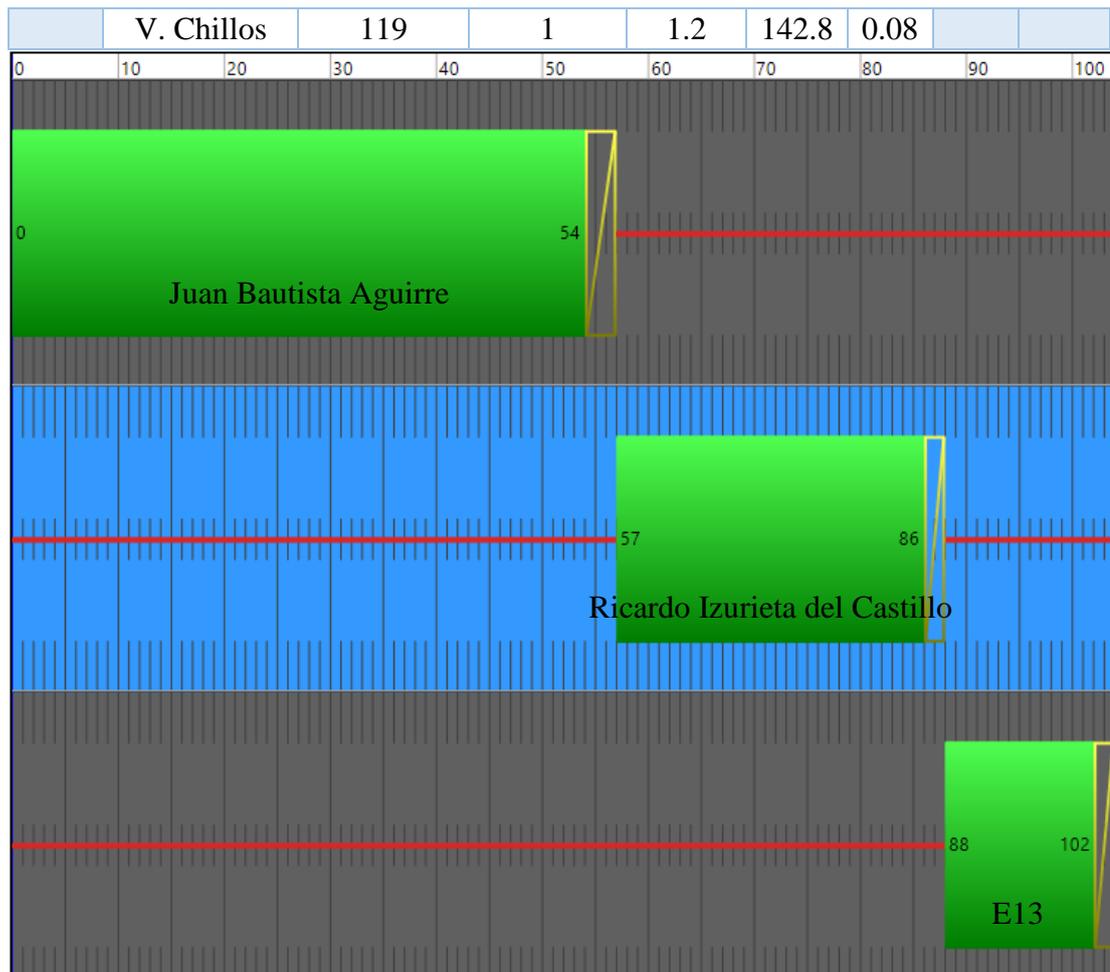


Figura 97 Diagrama de tiempos en 3 fases con el tráfico futuro

Mediante un análisis de los ciclos que poseen los semáforos en las intersecciones estudiadas se determinó que el problema no se encuentra en los tiempos de fase de los semáforos, ya que el valor óptimo es inferior a los tiempos que están funcionando actualmente.

Si se disminuye los tiempos en las fases de los semáforos intentando acercarse al valor óptimo estos ocasionarían congestiones vehiculares más grandes, haciendo que el problema sea peor.

Por el contrario, si se incrementan el tiempo en las fases de los semáforos estos brindarían una solución pequeña a corto plazo, pero en un futuro ocasionarían el mismo problema necesitando valores óptimos demasiado grandes, llegando a tener ciclos con valores aproximados a los 570 segundos, superando los límites que fija la psicología del conductor, la cual indica que el conductor se adapta en un rango comprendido entre los 35 segundos hasta 120 segundos.

Por tal motivo el regular los ciclos en los semáforos no es solución.

5.3.2 Alternativa 2: Creación de rotonda en la intersección C

Según la concentración de accidentes que existen dentro del Distrito Metropolitano de Quito, la parroquia de Puengasí se ubica en el puesto número siete, siendo las intersecciones estudiadas zonas en las que existe más probabilidad de que esto suceda, ya sea por la dificultad al momento de girar o por la congestión vehicular que se genera en especial en horas pico.

Por lo general las rotondas se utilizan cuando convergen cuatro ramales o más, por tal motivo se propone la creación de una rotonda en la intersección C, ya que presenta el número de ramales necesarios, además de ser el tipo de intersección más segura, debido a que se requiere una disminución de la velocidad al acceder a la rotonda, reduciendo las maniobras de los vehículos tanto a la entrada como a la salida del giro y facilitando los giros a la izquierda sin interferir en los volúmenes de tráfico que siguen directamente.

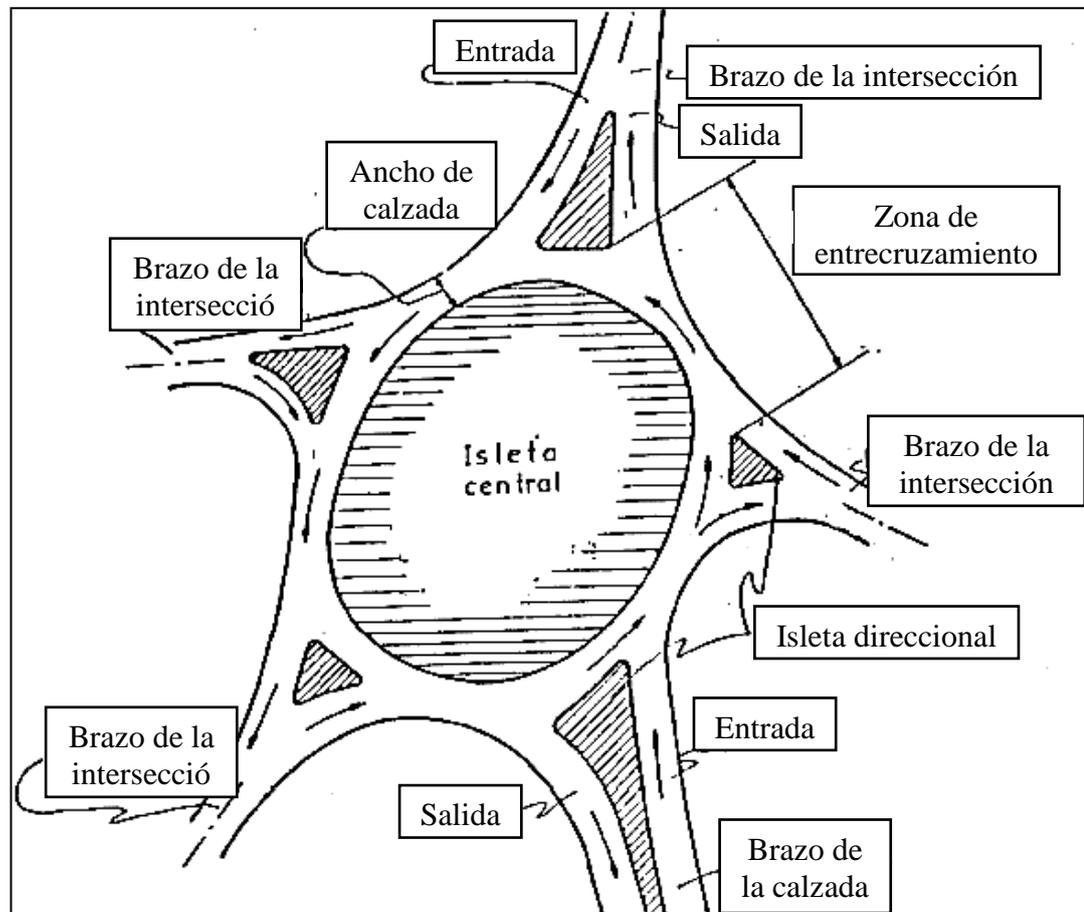


Figura 98 Intersección tipo rotonda

Fuente: (Ministerio de Obras Publicas, 2003)

Para justificar la creación de una rotonda la AASHTO nos proporciona parámetros que se debe considerar, por ejemplo, que el volumen vehicular que circulan debe ser superior a los 500 v.p.h. sin superar los 5000 v.p.h., la capacidad máxima que soporta la rotonda simultáneamente en todos los ramales es de 3000 v.p.h., si supera este valor deja de funcionar satisfactoriamente.

La intersección C cumple con el requerimiento de flujo vehicular, ya que los ramales individualmente no superan los 1000 v.p.h. y el volumen vehicular que circula por la intersección es de 1916 v.p.h. encontrándose dentro del rango establecido.

Las rotondas necesitan áreas grandes para su desarrollo geométrico y para lograr un mejor funcionamiento, sin importar que sean circulares u ovaladas.

Las rotondas ocasionan giros a la izquierda con recorridos en algunos casos excesivos, al mismo tiempo que generan confusión en los conductores, que no están familiarizados con la zona o con este tipo de intersecciones, por tal motivo requiere señalización clara y simple.

La rotonda no permite estacionamientos ni paradas de ningún tipo, lo cual es un problema ya que en esta intersección se encuentra una parada de transporte público, removerla ocasionaría malestar en los usuarios.

Un factor importante que se necesita analizar para en la creación de una rotonda es la diferencia máxima del volumen vehicular que debe existir entre las calles que se interceptan, la cual no debe superar el 20%.

En la intersección C, el flujo vehicular que circula por la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Distrito Metropolitano de Quito es del 51%, el flujo vehicular que circula por la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Valle de los Chillos corresponde al 29%, mientras que la calle Ricardo Izurieta del Castillo posee un 14%, y la calle E13 aporta con un 6% al flujo vehicular total, como se puede observar la diferencia que existe entre la vía que más volumen vehicular presenta y el resto de las vías varía en un rango del 22% al 45%.

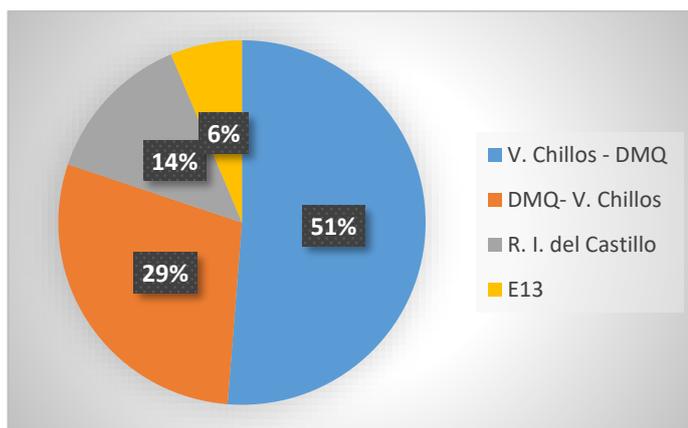


Figura 99 Porcentaje de vehículos que ingresan a la intersección C

Por tal motivo no es posible generar una rotonda para dar solución al problema.

5.3.3 Alternativa 3: Incremento de carril

Para realizar un análisis de incremento de carril es necesario realizar el cálculo de la capacidad real C_R . En el caso de una intersección el HCM considera la capacidad ideal en 1900 vehículos por hora por carril, la misma que se verá afectada por los siguientes factores.

$$C_R = C_i * N * f_V * f_A * f_P * f_i * f_e * f_{bb} * f_{gd} * f_{gi} * f_{ar}$$

Donde:

C_i = capacidad ideal

N = número de carriles

f_v = relación de fase con el ciclo

f_A = factor de corrección por anchura de carril

f_p = factor de ajuste por vehículos pesados

f_i = factor de corrección por inclinación de la rasante

f_e = factor de corrección por efecto del estacionamiento

f_{bb} = factor de ajuste por la influencia de las paradas de autobús

f_{gd} = factor de corrección por efecto de giros derechos

f_{gi} = factor de corrección por efecto de giros izquierdos

f_{ar} = factor de corrección en función del tipo de zona urbana

Los valores de algunos factores se obtienen aplicando formulas polinómicas, mientras que para otros factores es necesario el uso de tablas, de ser necesario se puede interpolar estos valores.

A continuación, se presentan las formulas y tablas utilizadas para el cálculo de los factores:

- Relación de fase con el ciclo

$$f_v = \frac{\text{Tiempo de verde}}{\text{Ciclo}}$$

- Factor de corrección por anchura de carril

$$f_A = 1 + \frac{\text{Ancho del carril} - 3.6}{9}$$

- Factor de ajuste por vehículos pesados

Tabla 58

Factor de corrección f_p en intersecciones semaforizadas

% Pesados	f_p	% Pesados	f_p
0	1.000	25	0.800
2	0.980	30	0.769
4	0.962	35	0.741
6	0.943	40	0.714
8	0.926	45	0.690
10	0.909	50	0.667

15	0.870	75	0.571
20	0.833	100	0.500

Fuente: (Bañon Blázquez, 2000)

- Factor de corrección por inclinación de la rasante

$$f_i = 1 + \frac{\text{Pendiente en \%}}{200}$$

- Factor de corrección por efecto del estacionamiento

Tabla 59

Factor de corrección fe en intersecciones semaforizadas

N° de estacionamientos por hora	N° de Carriles		
	1	2	3
Prohibido	1.000	1.000	1.000
0	0.900	0.950	0.967
10	0.850	0.925	0.950
20	0.800	0.900	0.933
30	0.750	0.875	0.917
40	0.700	0.850	0.900
50	0.650	0.825	0.883
60	0.600	0.800	0.867
70	0.550	0.775	0.850

Fuente: (Bañon Blázquez, 2000)

- Factor de ajuste por la influencia de las paradas de autobús

$$f_{bb} = 1 - \frac{14.4 * N^{\circ} \text{ de buses que paran por hora}}{3600 * N^{\circ} \text{ de Carriles}}$$

- Factor de corrección por efecto de giros derechos

$$f_{gd} = 1 - P_{gd} \left(0.15 + \frac{I_p}{2100} \right)$$

Siendo:

(P_{gd}) Proporción de giros a la derecha

(I_p) Intensidad peatonal (p/h)

- Factor de corrección por efecto de giros izquierdos

$$f_{gi} = \frac{1400 - Q_o}{(1400 - Q_o) + P_{gi}(235 + 0.435Q_o)}$$

Siendo:

(Q_o) Proporción de giros a la izquierda

(P_{gi}) Intensidad en sentido opuesto (veh/h)

- Factor de corrección en función del tipo de zona urbana

Tabla 60

Zona Urbana (far)

Tipo de área	CBD	Otro
Factor de área (far)	0.90	1.00

Fuente: (Bañon Blázquez, 2000)

Por lo tanto, aplicando todos estos parámetros se calcula la capacidad real de la carretera, en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Valle de los Chillos ya que este carril es el que presenta problemas.

El cálculo se realiza para la situación actual en la cual se dispone de un carril, de igual manera para una posible solución en la que se sugiere la ampliación de un carril adicional.

Tabla 61

Datos para el cálculo de los factores de corrección

Int.	Fase	Ciclo	A. de carril	% Veh. Pesado	% I	#parada de bus	Pgd	Ip	Qo	Pgi
A	67	100	4.49	15%	6.68	19	2.88	400	982	31.95
C	60	117	3.7	15%	-0.69	29	6.50	400	982	31.95

Al considerar el volumen vehicular actual de 554 veh/h los resultados nos indican que el carril en la intersección A se encuentra al 63.53% de su capacidad, mientras que la intersección C se encuentra al 138.50% de su capacidad, este último es el causante de la congestión vehicular en el sector, en cambio al comparar los resultados con el volumen vehicular proyectado a 20 años la intersección A funcionaría al límite ocupando el 98.16% de su capacidad, mientras que la intersección C funcionaría al 214% de su capacidad.

Sin embargo, el mismo volumen vehicular de 554 veh/h comparado con la capacidad que se genera al incrementar un carril, da como resultado que la intersección A trabajaría al 28.91% de su capacidad y la intersección C solo estaría al 62.32% de

su capacidad, mientras que al comparar el volumen vehicular a futuro de 856 veh/h con la capacidad en la intersección A esta funcionaria al 44.67% de su capacidad y la intersección C en cambio funcionaria al 95.22% de su capacidad.

Tabla 62

Resultados de capacidad en las intersecciones

Int.	Ci	N	f _v	f _A	f _p	f _i	f _e	f _{bb}	f _{gd}	f _{gi}	f _{ar}	CR
A	1900	1	0.67	1.09	0.87	0.96	0.90	0.92	0.99	1.00	0.90	872
A	1900	2	0.67	1.09	0.87	0.96	0.95	0.96	0.99	1.00	0.90	1916
C	1900	1	0.51	1.01	0.87	1.00	0.90	0.88	0.98	0.66	0.90	400
C	1900	2	0.51	1.01	0.87	1.00	0.95	0.94	0.98	0.66	0.90	899

Al incrementar un carril la capacidad no es superada en ninguna de las intersecciones, ni por el tráfico actual ni por el tráfico futuro, por tal motivo es una buena opción para solucionar el problema de congestión vehicular.

Por lo expuesto anteriormente se realiza la micro simulación con un carril adicional, seguidamente se procede al análisis de los resultados.

5.3.3.1 Análisis de velocidad promedio

Con el fin de determinar la velocidad promedio que poseen los vehículos durante la simulación, se delimito una distancia de recorrido en cada vía, con el propósito de obtener el tiempo promedio que los vehículos tardan en atravesar.

Los resultados obtenidos permiten calcular la velocidad promedio, dando como resultado en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Valle de los Chillos 33.89km/h, al compararlo con la velocidad promedio actual se logra un incremento del 332%.

Tabla 63

Velocidad promedio con el Ta

Dirección	Tiempo (s)	Distancia (m)	Velocidad promedio (km/h)
DMQ-V. Chillos	132.87	1250.74	33.89
V. Chillos- DMQ	333.66	1122.46	12.11
E13	62.90	52.00	2.98
Ricardo Izurieta del Castillo	79.17	123.00	5.59

Ingreso 2	20.55	36.00	6.31
Ingreso 1	45.62	172.00	13.57

De igual manera mediante la micro simulación de tráfico se calculó la velocidad promedio con el tráfico futuro en la calle Juan Bautista Aguirre la cual dio como resultado 23.55 km/h, al compararla con la velocidad promedio actual se observa un incremento del 200%.

Tabla 64

Velocidad promedio con el Tf

Dirección	Tiempo (s)	Distancia (m)	Velocidad media (km/h)
DMQ-V. Chillos	191.24	1250.75	23.55
V. Chillos- DMQ	208.58	1122.43	19.37
E13	69.96	52.00	2.68
Ricardo Izurieta del Castillo	96.95	123.00	4.57
Ingreso 2	31.82	36.00	4.07
Ingreso 1	73.44	172.00	8.43

Por lo expuesto anteriormente se determina que la solución propuesta mejora las velocidades promedio, tanto actual como futura, logrando disminuir el tiempo de viaje en ambos casos.

5.3.3.2 Análisis de longitudes de cola y niveles de servicio

Al realizar la micro simulación de tráfico se conservan los parámetros como las fases en los semáforos y las reglas de prioridad con que se modelo inicialmente, así como el volumen vehicular actual y futuro.

Con el incremento de un carril adicional en la calle Juan Bautista Aguirre en dirección del Valle de los Chillos, los resultados obtenidos se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 65

Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con un carril adicional y el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos			LOS

CONTINÚA 

	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	
DMQ → Valle de los Chillos	10.33	90.53	LOS_A
DMQ → Ingreso 1	10.33	90.53	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	17.78	68.53	LOS_C
Valle de los Chillos → Ingreso 1	17.78	68.53	LOS_C
Ingreso 1 → DMQ	36.80	113.02	LOS_D
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	36.80	113.02	LOS_D
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	9.40	114.59	LOS_B
DMQ → Ingreso 2	9.40	114.59	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	7.81	66.44	LOS_A
Valle de los Chillos → Ingreso 2	7.81	66.44	LOS_C
Ingreso 2 → DMQ	8.22	42.77	LOS_D
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	8.22	42.77	LOS_D
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	28.86	72.20	LOS_B
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	28.86	72.20	LOS_A
DMQ → E13	28.86	72.20	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	229.98	323.98	LOS_E
Valle de los Chillos → Ricardo I.	229.98	323.98	LOS_F
Valle de los Chillos → E13	229.98	323.98	LOS_E
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	62.66	145.94	LOS_E
Ricardo I. → Valle de los Chillos	62.66	145.94	LOS_E
E13 → DMQ	20.92	59.45	LOS_E
E13 → Valle de los Chillos	20.92	59.45	LOS_E

Tabla 66

Valor total de longitud de cola con un carril adicional y el Ta

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso 1 S.B.	Ricardo I.	E13
277.32	458.95	113.02	145.94	59.45

Tabla 67

Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con un carril adicional y el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	74.18	362.63	LOS_C
DMQ → Ingreso 1	74.18	362.63	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	13.70	74.64	LOS_C
Valle de los Chillos → Ingreso 1	13.70	74.64	LOS_D
Ingreso 1 → DMQ	98.57	212.14	LOS_E
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	98.57	212.14	LOS_E
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	132.37	317.12	LOS_E
DMQ → Ingreso 2	132.37	317.12	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	21.79	75.95	LOS_A
Valle de los Chillos → Ingreso 2	21.79	75.95	LOS_D
Ingreso 2 → DMQ	24.37	42.84	LOS_D
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	24.37	42.84	LOS_F
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	44.10	73.69	LOS_B
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	44.10	73.69	LOS_A
DMQ → E13	44.10	73.69	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	253.80	512.16	LOS_D
Valle de los Chillos → Ricardo I.	253.80	512.16	LOS_E
Valle de los Chillos → E13	253.80	512.16	LOS_E
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	283.52	323.95	LOS_E
Ricardo I. → Valle de los Chillos	283.52	323.95	LOS_F
E13 → DMQ	33.17	51.87	LOS_F
E13 → Valle de los Chillos	33.17	51.87	LOS_E

Tabla 68

Valor total de longitud de cola con un carril adicional y el Tf

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso1 S.B.	Ricardo I.	E13
753.44	662.75	212.14	323.95	51.87

Al comparar las longitudes de cola que se presentan en la micro simulación de la propuesta de solución, con las longitudes que se tienen actualmente podemos observar que para el caso del tráfico actual en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Valle de los Chillos disminuye al 21%, mientras que con el tráfico futuro este valor disminuye al 43%. Demostrando que las longitudes de tráfico son menores y mejorando el nivel de servicio.

5.3.3.3 Análisis de contaminación y consumo de combustible

Finalmente se realiza un análisis de la contaminación y consumo de combustible que producen al modelar la solución, para comprobar lo que ocurre al incrementando un carril, tanto con el tráfico actual como el tráfico futuro. Hay que recalcar que los valores obtenidos son solo en un periodo de 15 minutos.

Tabla 69

Contaminación y consumo de combustible obtenida en la solución con un carril adicional con el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	84.61	16.46	1.21
DMQ → Ingreso 1	1.32	0.26	0.02
Valle de los Chillos → DMQ	115.94	22.56	1.66
Valle de los Chillos → Ingreso 1	21.62	4.21	0.31
Ingreso 1 → DMQ	75.56	14.70	1.08
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	23.56	4.58	0.34
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	99.39	19.34	1.42
DMQ → Ingreso 2	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	39.61	7.71	0.57
Valle de los Chillos → Ingreso 2	41.81	8.14	0.60
Ingreso 2 → DMQ	28.39	5.52	0.41
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	19.43	3.78	0.28
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			

CONTINÚA 

Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	111.62	21.72	1.60
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	0.00	0.00	0.00
DMQ → E13	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	261.51	50.88	3.74
Valle de los Chillos → Ricardo I.	35.92	6.99	0.51
Valle de los Chillos → E13	28.01	5.45	0.40
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	69.16	13.46	0.99
Ricardo I. → Valle de los Chillos	221.57	43.11	3.17
E13 → DMQ	6.71	1.31	0.10
E13 → Valle de los Chillos	40.52	7.88	0.58

Tabla 70

Contaminación y consumo de combustible obtenida en la solución con un carril adicional con el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	191.66	37.29	2.74
DMQ → Ingreso 1	2.65	0.52	0.04
Valle de los Chillos → DMQ	96.81	18.84	1.39
Valle de los Chillos → Ingreso 1	12.42	2.42	0.18
Ingreso 1 → DMQ	149.19	29.03	2.13
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	47.27	9.20	0.68
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	241.04	46.90	3.45
DMQ → Ingreso 2	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	24.38	4.74	0.35
Valle de los Chillos → Ingreso 2	33.99	6.61	0.49
Ingreso 2 → DMQ	12.82	2.49	0.18
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	7.46	1.45	0.11
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	110.47	21.49	1.58

CONTINÚA 

DMQ → Ricardo Izurieta del C.	0.00	0.00	0.00
DMQ → E13	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	165.49	32.20	2.37
Valle de los Chillos → Ricardo I.	29.38	5.72	0.42
Valle de los Chillos → E13	17.85	3.47	0.26
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	44.92	8.74	0.64
Ricardo I. → Valle de los Chillos	209.74	40.81	3.00
E13 → DMQ	6.07	1.18	0.09
E13 → Valle de los Chillos	46.05	8.96	0.66

Con la suma de los valores parciales que dieron de resultado al realizar la simulación, se realiza la siguiente gráfica con los valores totales de contaminación y consumo de combustible.

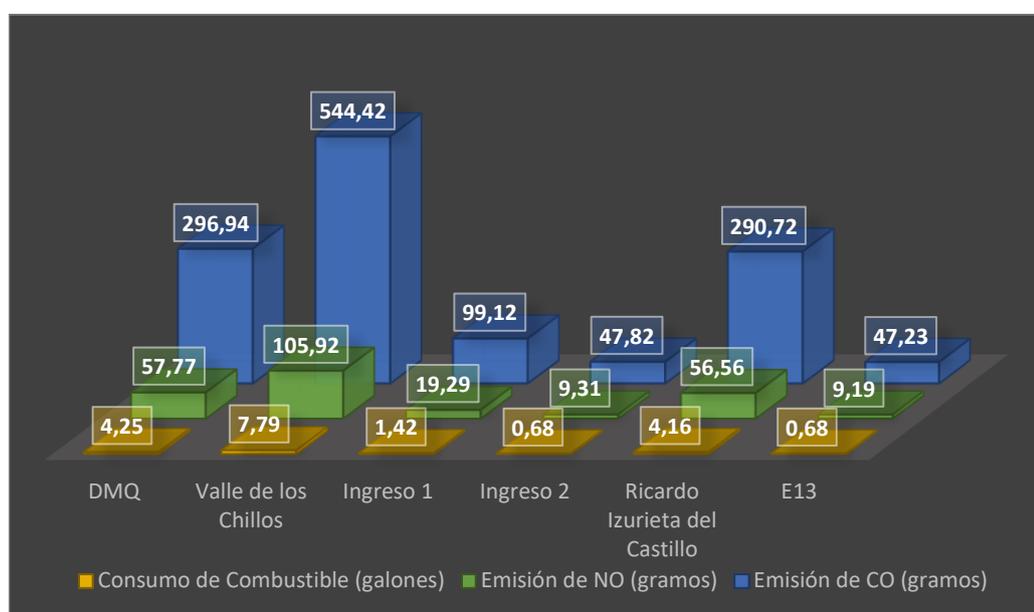


Figura 100 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al adicionar un carril con el tráfico actual

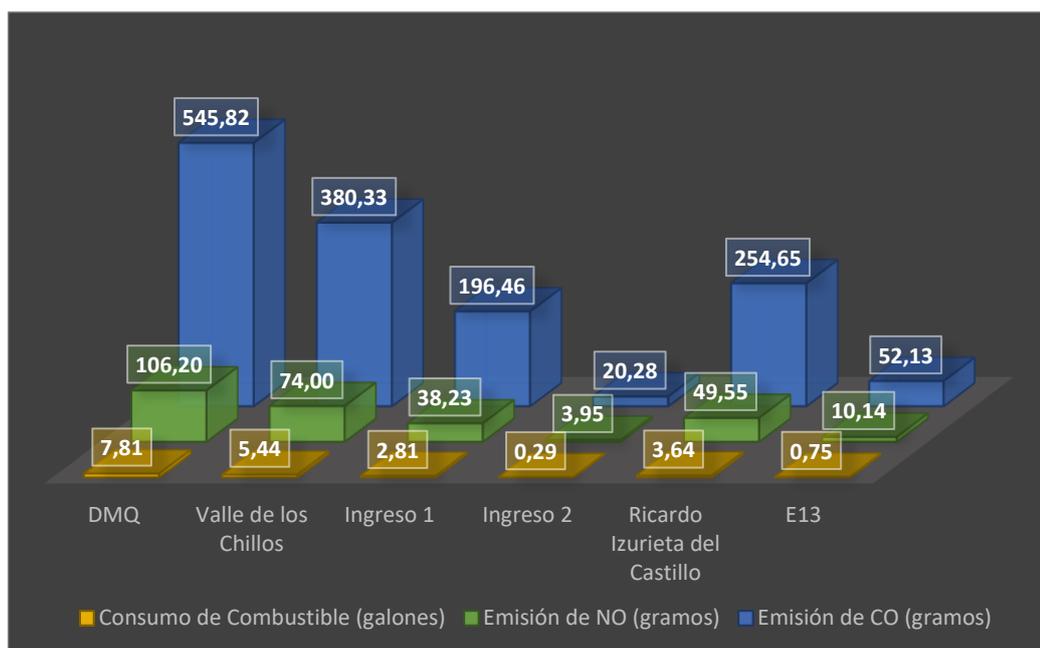


Figura 101 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al adicionar un carril con el tráfico futuro

Al comparar los valores totales de contaminación y consumo de combustible tanto actual como futuro, nos da como resultado la siguiente gráfica.



Figura 102 Contaminación y consumo de combustible para año 2017 y 2037, con el incremento de un carril adicional

Como resultado obtenemos una disminución en las emisiones de CO₂ y NO, así como del consumo de combustible, al compararlos con los valores que se producen sin mejorar, da como resultado que la contaminación disminuye el 14% con el volumen vehicular actual, mientras que con el volumen vehicular futuro disminuirá el 21%.

Al mismo tiempo se compara el consumo de combustible, para el tráfico actual la disminución es de 3.27 galones de combustible equivalentes al 15% y para el tráfico futuro la disminución de combustible es de 5.76 galones equivalentes al 22%.

Utilizando el tráfico actual el consumo de combustible ahorrado anualmente es de 114580 galones y en el caso del tráfico futuro es tiene un ahorro de 201830 galones aproximadamente, que representan US \$160,297.42 y US \$282,360.17 respectivamente, considerando solamente el consumo de gasolina extra a US \$1.48/galón y el diésel a US \$1.03/galón.

5.3.4 Alternativa 4: Paso deprimido

Se justifica el diseño de una intersección a desnivel, debido a que cruza la Av. Simón Bolívar, la cual tiene una velocidad de circulación alta, por tal motivo necesita control en los accesos y los cruces.

Puesto que no se puede dar solución a la congestión vehicular con ciclos y fases de semáforos, conjuntamente la topografía impide otro tipo de solución a nivel como rotondas, adicionalmente el alto índice de accidentes se convierte en otro factor importante que fomenta la elaboración de una propuesta de solución a desnivel

Al ser el volumen de tráfico el índice más efectivo para precisar si la intersección a desnivel es ventajosa, se acepta el principio de la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras 2003, en la cual indica que el volumen vehicular mínimo es de 500 veh/h.

5.3.4.1 Diseño geométrico del Paso deprimido

Con el propósito de evitar expropiaciones a gran escala y problemas con estructuras aledañas, se decide diseñar el paso a desnivel por debajo de las vías ya existentes, este paso a desnivel intentara mantener el eje del Ingreso 1 a la Av. Simón Bolívar y la calle Ricardo Izurieta del Castillo, cruzando perpendicularmente por debajo de la Av. Simón Bolívar.

Los parámetros ya establecidos en las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras MOP 2003, se determina diseñar una Vía Clase II Absoluta Ondulada, debido a que se proyecta como un corredor arterial, este tipo de vía soporta un TPDA de 1000 a 3000 vehículos, la orografía en la vía detalla pendientes inferiores al 15% por lo entra en el rango de relieve ondulado.

Se calculó la longitud horizontal de la rampa la cual no debe exceder el -6% de gradiente, pero tiene que llegar 6 metros por debajo del nivel actual que posee el eje del Ingreso 1.

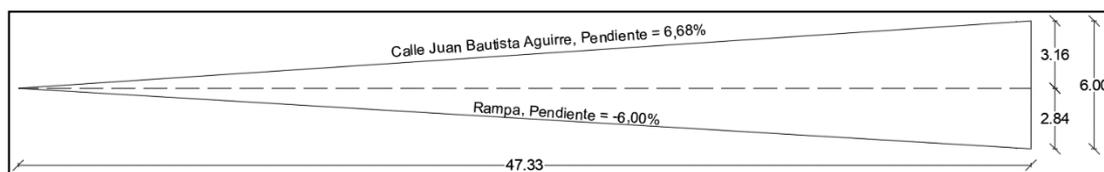


Figura 103 Pendientes rampa y calle Juan Bautista Aguirre

Para solucionar el problema de congestión vehicular se resolvió realizar el diseño de una salida paralela, de acuerdo con la ordenanza 3746, requiere un carril de desaceleración para evitar posibles accidentes, este carril debe tener una longitud mínima de 45 metros de longitud, a su vez se debe multiplicar por el factor de corrección por gradiente, la cual es de 0.80 para una pendiente de 6%, como resultado se obtiene que la longitud del carril de desaceleración es de 36 metros, adicionalmente requiere una longitud mínima de 75 metros para el ingreso al carril de desaceleración.

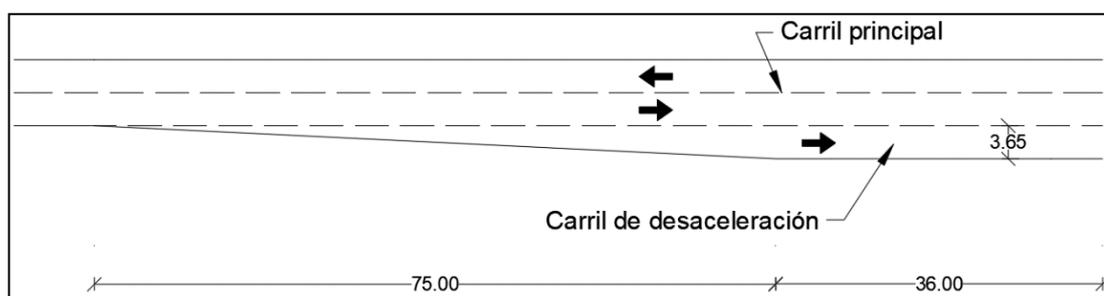


Figura 104 Diseño de salida paralela

La velocidad de diseño es la velocidad máxima que brinda seguridad y comodidad en condiciones favorables, esta permite definir las características geométricas de todos los elementos del trazado, adicionalmente el corredor se basa en los principios de una vía arterial, por tal motivo se escoge una velocidad de diseño de 50 Km/h.

Tabla 71**Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño**

Velocidad de diseño en km/h	Velocidad de circulación en km/h		
	Volumen de tránsito bajo	Volumen de tránsito intermedio	Volumen de tránsito alto
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

Fuente: (Ministerio de Obras Publicas, 2003)

Para el ramal de salida se diseña una intersección canalizada la cual tiene un ángulo de 54° con la vía principal, y un radio de giro de 20 metros, el cual es superior al radio mínimo para este caso de 13.40 metros.

Tabla 72**Características por tipos de vehículos**

Vehículo de diseño	A	B	C	R
Altura máxima (m)	2.40	4,10	4,10	4,30
Longitud máxima (m)	5,80	13.00	20.00	>20.50*
Anchura máxima (m)	2,10	2,60	2,60	3.00
Radios mínimos de giro (m)				
Rueda interna	4,70	8,70	10.00	12.00
Rueda externa	7,50	12,80	16.00	20.00
Esquina externa delantera	7,90	13,40	16.00	20.00

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2013)

Además, el carril que se diseña tendrá una dimensión de 3.65 metros y contará con un espaldón de 2.35 metros, dando un ancho de calzada total de 6 metros de ancho,

esto se realiza por motivos de seguridad y mantenimiento, de tal manera que permanezca operativo en todo momento.

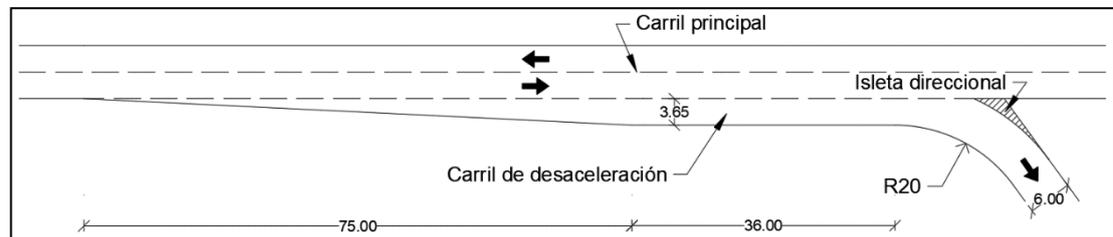


Figura 105 Esquema de la intersección a diseñar, rampa de salida

Para determinar la longitud mínima que debe tener el carril de entrada, es necesario basarse en la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras, la cual especifica que la longitud dependerá de la velocidad de la vía, debido a la topografía en este diseño se tomó la entrada tipo paralela, por lo que se requiere una longitud del carril de aceleración de 60 metros.

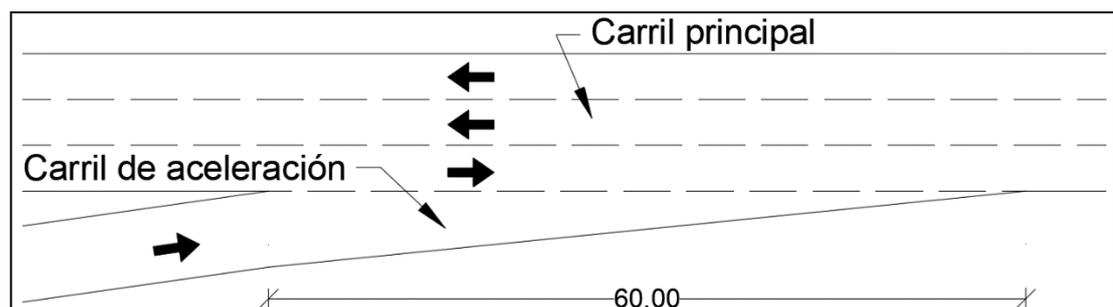


Figura 106 Esquema de la intersección a diseñar, rampa de entrada

Para la etapa inicial del diseño del paso a desnivel se tomó en consideración las dimensiones mínimas que nos proporciona la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras, esto se efectúa para definir dimensiones de elementos y componentes de la vía, con la finalidad de realizar un presupuesto.

Tabla 73

Valores de diseño recomendados



República del Ecuador
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

NORMAS	CLASE II ABSOLUTA
Velocidad de diseño (K.P.H.)	50
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	75
Distancia de visibilidad para parada (m)	55
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	345
Peralte	Máximo = 10 %
Coefficiente K para curvas verticales convexas (m)	7
Coefficiente K para curvas verticales cóncavas (m)	10
Gradiente longitudinal máxima (%)	8
Gradiente longitudinal mínima (%)	0.5
Ancho de pavimento en metros (m)	6.70
Clase de pavimento	Carpeta asfáltica
Ancho de espaldones estables (m)	1.5
Gradiente transversal para pavimento (%)	2
Gradiente transversal para espaldones (%)	2 - 4
Curva de transición	Úsense espirales cuando sea necesario

Fuente: (Ministerio de Obras Publicas, 2003)

Tomando como base estos parámetros se diseñó las curvas horizontales, rasante, volúmenes de corte y relleno, entre otros.

Las curvas horizontales pueden ser circulares o espirales, las cuales dependiendo de la topografía pueden ser combinadas circular-circular, circular-espiral, espiral-circular o espiral-espiral, siendo la última la más segura.

Se determinó los elementos de curvatura con base en la velocidad de diseño adoptada, la determinación de los radios de curvatura se realizó con base en el mínimo establecido de acuerdo con la velocidad de diseño, los radios de curvatura se definieron de acuerdo con la condición actual del terreno, para las curvas espirales se estableció como parámetro mínimo la distancia de visibilidad de parada y la circulación de un vehículo a la velocidad de diseño, se respeta las restricciones que actualmente impone la topografía, por tal motivo es necesario el cálculo de la distancia entre el fin de la curva anterior con el inicio de la siguiente, esta distancia es conocida como la tangente intermedia mínima.

$$T_{IM} = \frac{2L}{3} + X_L + X_e$$

Donde:

T_{IM} = Tangente intermedia mínima

L = Longitud de transición

X_L = Longitud tangencial en función de la longitud de transición

X_e = Longitud tangencial en función de la curva de transición (espiral)

Tabla 74

Datos de las curvas horizontales

DATOS	
Ángulo α A	49°
Ángulo α B	6°
VEL. DISEÑO (Km/H)	50
RADIO A (m).	105
RADIO B (m)	325
e' pend. Lateral de bombeo	2
e peralte	10
PI A	0+124.22
PI B	0+291.46

DISTANCIA ENTRE PI (m)	167.24
L MINIMO	83.00
X= e'*L/e	13.00

Tabla 75

Condiciones de diseño

ELEMENTOS	ESPIRAL A	ESPIRAL B
Radio de curva	105.00	325.00
Velocidad de diseño	50.00	50.00
Constante Matemática C (MOP)	2.00	2.00
Le Diseño	42.86	13.85
Longitud Xc	13.64	1.76
Longitud Yc	3.90	0.21
Longitud P	0.94	0.05
Longitud K	24.95	10.00
Tangente espiral Te	73.23	27.04
Longitud de curva Lc	39.80	14.03
teta r	13.64	1.76
alfa c	21.72	2.47

Tabla 76

Cuadro final de resultados

Combinación	TID	TIM	OBS.
CIR VS CIR	102.36	136.67	NO CUMPLE
ESP VS ESP	66.97	52.00	CUMPLE
ESP VS CIR	76.98	94.33	NO CUMPLE
CIR VS ESP	92.35	94.33	NO CUMPLE

Cuando un vehículo circula por una curva ocupa un ancho mayor, ya que las ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de la descrita por las ruedas delanteras, además el extremo lateral delantero describe una trayectoria exterior a la del vehículo.

Los conductores experimentan problemas al intentar mantenerse en el centro de su carril, debido a la menor facilidad para apreciar la posición relativa de su vehículo dentro de la curva, a mayor velocidad de circulación mayor será la dificultad, pero a

mayor radio de curva disminuye la dificultad. Para determinar la magnitud del sobre ancho debe elegirse un vehículo representativo.

$$S = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

L = Largo – Vehículo de diseño

R = Radio de la curva

n = Número de Carriles

V = Velocidad de diseño

Curva A

$$S = 1 \left(105 - \sqrt{105^2 - 13^2} \right) + \frac{50}{10\sqrt{105}}$$

$$S = 1.30 \text{ m}$$

Curva B

$$S = 1 \left(325 - \sqrt{325^2 - 13^2} \right) + \frac{50}{10\sqrt{325}}$$

$$S = 0.54 \text{ m}$$

Para el diseño de las curvas verticales la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras recomienda aplicar la fórmula:

$$L_{min} = 0.6 \times V$$

Donde:

L min = Longitud mínima de curvas verticales

V = Velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora

Dando como resultado una longitud mínima para curvas cóncavas y convexas de 30 metros.

5.3.4.2 Análisis de velocidad promedio

De igual manera que en el caso anterior se calculó la velocidad promedio en la que viajan los vehículos que circulan por la calle Juan Bautista Aguirre, con ayuda del

tiempo y la distancia. Obteniendo como resultados los expuestos en la siguiente tabla. Al comparar los resultados de la velocidad promedio que existe actualmente con la velocidad promedio de la solución se tiene una mejora del 336%, esto quiere decir que la velocidad promedio será 4.36 veces más rápida que la velocidad actual, superando en 4% a la velocidad promedio de la propuesta incremento de un carril adicional.

Tabla 77

Velocidad promedio con el Ta

Dirección	Tiempo (s)	Distancia (m)	Velocidad media (km/h)
1: DMQ-V. Chillos	136.85	1300.69	34.22
2: V. Chillos- DMQ	210.41	1122.61	19.21
3: E13	59.24	52.00	3.16
4: Ricardo Izurieta del Castillo	57.57	123.00	7.69
5: Ingreso 2	11.51	36.00	11.26
6: Ingreso 1	16.73	172.00	37.00
7: Paso a Desnivel	51.67	380.00	26.48

Mientras que al comparar la velocidad promedio a futuro obtenida en la micro simulación con la velocidad actual de la calle Juan Bautista Aguirre, se obtiene una mejora del 189%, esto quiere decir que la velocidad promedio a futuro será 2.89 veces más rápida que la actual, siendo un 11% inferior a la velocidad promedio de la propuesta anterior.

Tabla 78

Velocidad promedio con el Tf

Dirección	Tiempo (s)	Distancia (m)	Velocidad media (km/h)
1: DMQ-V. Chillos	206.38	1300.34	22.68
2: V. Chillos- DMQ	193.13	1122.58	20.92
3: E13	63.57	52.00	2.94
4: Ricardo Izurieta del Castillo	75.40	123.00	5.87
5: Ingreso 2	17.59	36.00	7.37
6: Ingreso 1	49.30	172.00	12.56
7: Paso a Desnivel	86.29	380.00	15.85

Por consiguiente, se determina que la solución propuesta mejora las velocidades promedio, tanto actual como futura, logrando disminuir el tiempo de viaje en ambos casos.

5.3.5 Análisis de longitudes de cola

Al realizar la micro simulación con los mismos parámetros de tráfico que se tiene actualmente, se logró determinar los resultados presentados en las siguientes tablas, en las cuales se puede ver que la longitud de tráfico actual disminuyó al 47% mientras que la longitud de tráfico futuro disminuyó al 45%, reflejando una mejora tanto actual como proyectado a 20 años.

Tabla 79

Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con paso a desnivel y el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	45.26	445.50	LOS_B
DMQ → Ingreso 1	45.26	445.50	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	10.35	46.61	LOS_B
Valle de los Chillos → Ingreso 1	10.35	46.61	LOS_F
Ingreso 1 → DMQ	9.59	71.40	LOS_B
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	9.59	71.40	LOS_B
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	24.29	99.50	LOS_D
DMQ → Ingreso 2	24.29	99.50	LOS_F
Valle de los Chillos → DMQ	0.40	20.91	LOS_A
Valle de los Chillos → Ingreso 2	0.40	20.91	LOS_A
Ingreso 2 → DMQ	3.54	32.76	LOS_B
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	3.54	32.76	LOS_B
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS

CONTINÚA 

DMQ → Valle de los Chillos	12.67	71.55	LOS_D
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	12.67	71.55	LOS_B
DMQ → E13	12.67	71.55	LOS_C
Valle de los Chillos → DMQ	30.27	56.00	LOS_A
Valle de los Chillos → Ricardo I.	30.27	56.00	LOS_A
Valle de los Chillos → E13	30.27	56.00	LOS_B
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	49.84	140.31	LOS_D
Ricardo I. → Valle de los Chillos	49.84	140.31	LOS_D
E13 → DMQ	19.64	59.45	LOS_E
E13 → Valle de los Chillos	19.64	59.45	LOS_D
Intersección D			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	10.21	52.46	LOS_A

Tabla 80

Valor total de longitud de cola con paso a desnivel y el Ta

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso1 S.B.	Ricardo I.	E13
616.55	123.52	71.40	140.31	59.45

Tabla 81

Resultados de longitudes de cola y LOS obtenida en la simulación con paso a desnivel y el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	149.24	504.00	LOS_C
DMQ → Ingreso 1	149.24	504.00	LOS_A
Valle de los Chillos → DMQ	36.37	126.05	LOS_C
Valle de los Chillos → Ingreso 1	36.37	126.05	LOS_E
Ingreso 1 → DMQ	73.78	200.98	LOS_D
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	73.78	200.98	LOS_D
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	67.10	212.06	LOS_F
DMQ → Ingreso 2	67.10	212.06	LOS_F

CONTINÚA 

Valle de los Chillos → DMQ	0.20	11.62	LOS_A
Valle de los Chillos → Ingreso 2	0.20	11.62	LOS_A
Ingreso 2 → DMQ	10.01	48.36	LOS_C
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	10.01	48.36	LOS_C
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	11.36	69.28	LOS_B
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	11.36	69.28	LOS_C
DMQ → E13	11.36	69.28	LOS_B
Valle de los Chillos → DMQ	29.81	56.20	LOS_A
Valle de los Chillos → Ricardo I.	29.81	56.20	LOS_B
Valle de los Chillos → E13	29.81	56.20	LOS_B
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	269.04	504.72	LOS_E
Ricardo I. → Valle de los Chillos	269.04	504.72	LOS_E
E13 → DMQ	32.33	59.52	LOS_F
E13 → Valle de los Chillos	32.33	59.52	LOS_E
Intersección D			
Movimientos	Longitud de cola promedio (metros)	Longitud de cola máximo (metros)	LOS
DMQ → Valle de los Chillos	16.13	44.83	LOS_A

Tabla 82

Valor total de longitud de cola con paso a desnivel y el Tf

DMQ-V. Chillos	V. Chillos-DMQ	Ingreso1 S.B.	Ricardo I.	E13
785.35	193.87	200.98	504.72	59.52

5.3.6 Análisis de contaminación y consumo de combustible

Simultáneamente se realiza un análisis de la contaminación y consumo de combustible, con el propósito de determinar lo ocurrido al crear un paso a desnivel, con el tráfico actual y el tráfico futuro. Cabe señalar que los valores obtenidos son solo en un periodo de 15 minutos.

Tabla 83

Contaminación y consumo de combustible obtenido con la solución de un paso a desnivel y el Ta

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	33.68	6.55	0.48
DMQ → Ingreso 1	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	82.43	16.04	1.18
Valle de los Chillos → Ingreso 1	13.43	2.61	0.19
Ingreso 1 → DMQ	49.46	9.62	0.71
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	28.00	5.45	0.40
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	72.24	14.05	1.03
DMQ → Ingreso 2	37.62	7.32	0.54
Valle de los Chillos → DMQ	13.58	2.64	0.19
Valle de los Chillos → Ingreso 2	12.22	2.38	0.17
Ingreso 2 → DMQ	13.59	2.65	0.19
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	3.72	0.72	0.05
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	2.09	0.41	0.03
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	21.11	4.11	0.30
DMQ → E13	15.97	3.11	0.23
Valle de los Chillos → DMQ	30.69	5.97	0.44
Valle de los Chillos → Ricardo I.	19.70	3.83	0.28
Valle de los Chillos → E13	16.64	3.24	0.24
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	52.42	10.20	0.75
Ricardo I. → Valle de los Chillos	161.27	31.38	2.31
E13 → DMQ	5.13	1.00	0.07
E13 → Valle de los Chillos	39.74	7.73	0.57
Intersección D			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	24.16	4.70	0.35

Tabla 84

Contaminación y consumo de combustible obtenido con la solución de un paso a desnivel y el Tf

Intersección A (778381.79 E; 9973295.05 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	39.40	7.67	0.56
DMQ → Ingreso 1	0.00	0.00	0.00
Valle de los Chillos → DMQ	147.02	28.60	2.10
Valle de los Chillos → Ingreso 1	2.85	0.55	0.04
Ingreso 1 → DMQ	364.73	70.96	5.22
Ingreso 1 → Valle de los Chillos	105.50	20.53	1.51
Intersección B (778588.00 E; 9973120.54 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	120.62	23.47	1.73
DMQ → Ingreso 2	55.18	10.74	0.79
Valle de los Chillos → DMQ	13.71	2.67	0.20
Valle de los Chillos → Ingreso 2	22.51	4.38	0.32
Ingreso 2 → DMQ	36.92	7.18	0.53
Ingreso 2 → Valle de los Chillos	11.12	2.16	0.16
Intersección C (778624.95 E; 9973060.48 S)			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	5.13	1.00	0.07
DMQ → Ricardo Izurieta del C.	22.84	4.44	0.33
DMQ → E13	15.40	3.00	0.22
Valle de los Chillos → DMQ	35.73	6.95	0.51
Valle de los Chillos → Ricardo I.	22.35	4.35	0.32
Valle de los Chillos → E13	11.33	2.20	0.16
Ricardo Izurieta del C. → DMQ	53.81	10.47	0.77
Ricardo I. → Valle de los Chillos	179.47	34.92	2.57
E13 → DMQ	3.97	0.77	0.06
E13 → Valle de los Chillos	57.92	11.27	0.83
Intersección D			
Movimientos	Emisión de CO ₂	Emisión de NO	Consumo de Combustible
	(gramos)	(gramos)	(galones)
DMQ → Valle de los Chillos	29.86	5.81	0.43

Al sumar los valores parciales obtenidos en los resultados anteriormente presentados, se realiza la siguiente gráfica con los valores totales de contaminación y consumo de combustible.

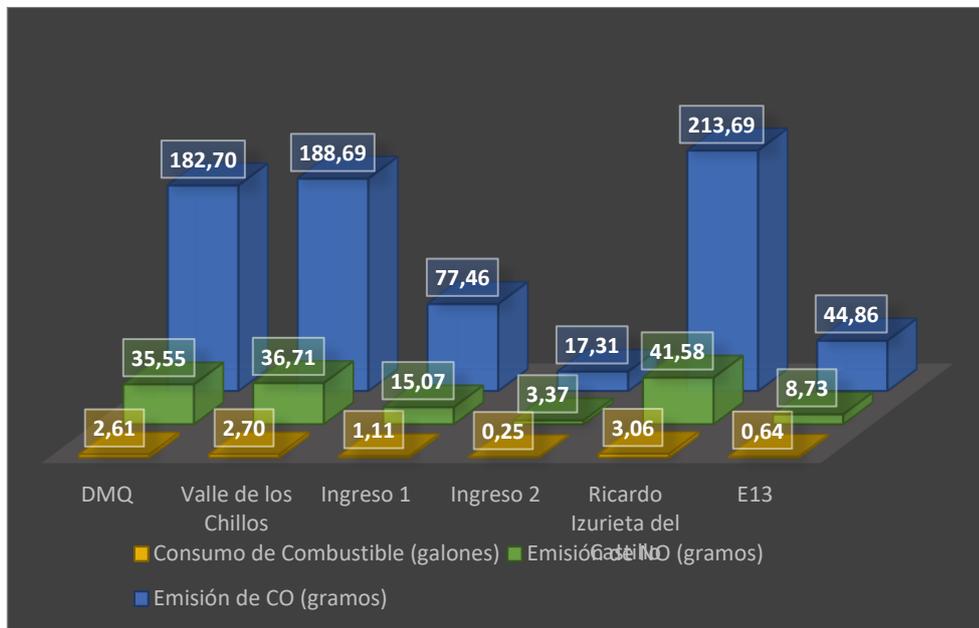


Figura 107 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al crear un paso a desnivel con el tráfico actual

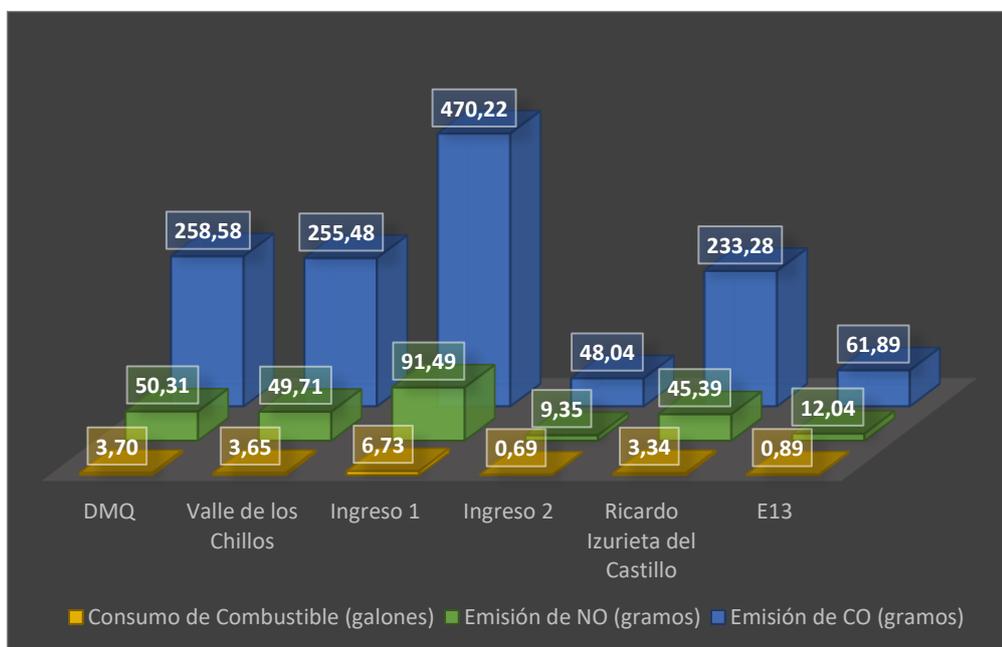


Figura 108 Contaminación y consumo de combustible ocasionado al crear un paso a desnivel con el tráfico futuro

Con los valores totales de contaminación y consumo de combustible tanto actual como futuro, se realiza una comparación de estos valores dando como resultado lo expuesto en la siguiente gráfica.



Figura 109 Contaminación y consumo de combustible para el año 2017 y 2037, al implementar un paso a desnivel

El resultado es la disminución en las emisiones de CO₂ y NO así como del consumo de combustible, con el volumen vehicular actual da como resultado que la contaminación disminuye el 52% en comparación con la vía sin mejora e incluso disminuyendo en un 38% de la contaminación que se produce al mejorar la vía con un carril adicional, mientras que con el volumen vehicular futuro disminuirá el 27% de contaminación en la vía sin modificaciones y un 6% de contaminación comparado con la mejora de un carril adicional.

De manera simultánea se compara el consumo de combustible, para el tráfico actual y el resultado es la disminución de 11.53 galones de combustible equivalentes al 48% y para el tráfico futuro la disminución es de 7.08 galones de combustible que corresponden al 27%.

Por tal motivo con el tráfico actual se puede ahorrar anualmente 404011 galones de combustible y con el tráfico futuro el ahorro puede llegar a 248083 galones de combustible.

Este ahorro es más significativo que el producido al aumentar un carril adicional, comparado con el tráfico actual se reduce el consumo de 289431 galones de combustible, mientras que para el tráfico futuro existe una reducción en el consumo de 46253 galones de combustible.

CAPÍTULO VI

6. EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO

6.1 ANÁLISIS DE COSTOS

Es importante elaborar la evaluación económica de los proyectos de ingeniería, porque:

- Contribuye a generar proyectos de inversión pública bajo un enfoque de sostenibilidad y viabilidad;
- Permite demostrar la factibilidad técnica, financiera, económica, social y ambiental para la asignación de recursos según las necesidades de la población;
- Evita ejecutar proyectos sobredimensionados y mal formulados;
- Posibilita aconsejar al inversionista sobre la conveniencia de impulsar el financiamiento de proyectos de inversión pública y privada;
- Presentar opciones de potenciales fuentes alternativas de financiamiento;
- Y mejorar el proceso de toma de decisiones para emprender o no el proyecto de infraestructura.

Con la finalidad de realizar el análisis de costos de las posibles soluciones presentadas en el presente proyecto se contó con el apoyo del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, y la empresa constructora Ripconci, estas instituciones proporcionaron información relevante sobre presupuestos de proyectos similares.

El presupuesto de la Alternativa 3 aumento de un carril adicional, tomó en cuenta las expropiaciones, obras preliminares, calzada, drenaje, estabilización de talud y señalización vial.

Tabla 85

Expropiaciones para la Alternativa 3

Predio	Área Terreno (m ²)	Área Construcción (m ²)	Avalúo Total ² (US \$)
1345689	66.00	0.00	5,940.00
521754	200.00	274.87	107,376.61
202909	121.00	149.31	60,939.34
202899	274.00	0.00	24,660.00
602926	150.00	35.90	21,034.04
521756	808.00	899.86	373,414.20
194723	4,000.38	56.26	323,784.30
1365145	300.40	147.90	74,326.27
3500834	453.68	63.45	32,370.30
1365144	465.62	275.72	92,324.10
194724	1,010.00	606.41	291,949.25
538627	1,987.76	251.69	250,847.50
564197	237.50	818.56	264,308.98
396753	214.74	382.99	169,349.23
396760	198.00	0.00	10,692.00
194735	308.00	225.39	78,697.72
434989	750.00	533.16	218,402.54
1277331	241.50	0.00	11,133.00
194736	336.00	151.34	47,669.89
538316	1,208.23	0.00	46,214.80
542006	7,209.15	53.71	300,442.38
364685	400.00	232.28	54,878.48
364683	200.00	94.67	30,960.20
196632	2,480.38	1,010.70	483,528.12
196662	556.00	191.97	88,027.42
196659	552.00	0.00	29,808.00
196656	534.00	337.63	91,386.79
196653	582.75	0.00	30,115.35
Total a expropiar			3,614,580.81

² El estudio considera el valor correspondiente al avalúo municipal.

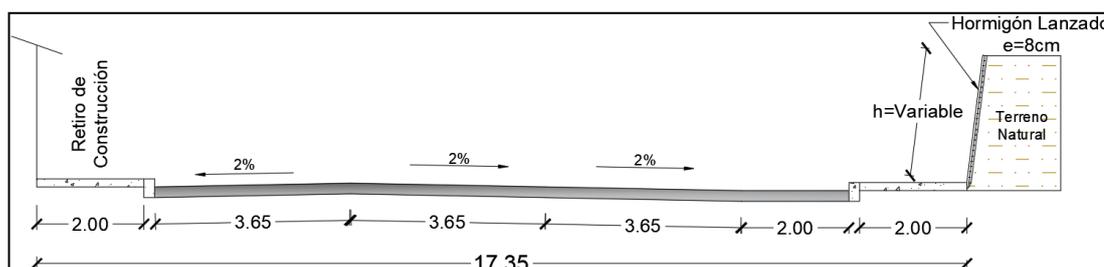


Figura 110 Perfil Tipo³ para la Alternativa 3 de la abscisa 0+586 hasta la abscisa 1+077

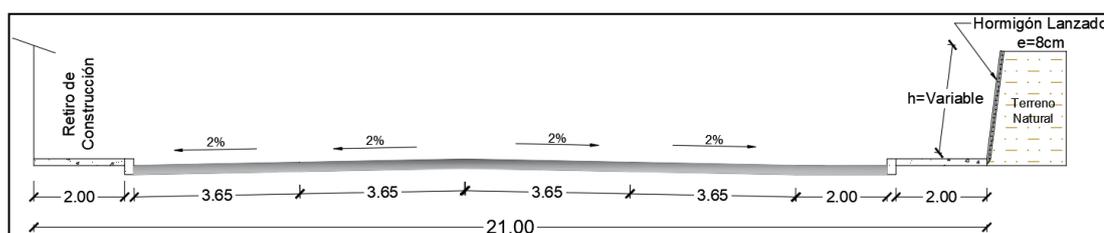


Figura 111 Perfil Tipo⁴ para Alternativa 3 de la abscisa 1+077 hasta la abscisa 1+717

Tabla 86

Presupuesto referencial para la Alternativa 3

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (US \$)	CANTIDAD AD	VALOR TOTAL (US \$)
Preliminar				321,760.43
REPLANTEO Y NIVELACION	m ²	2.56	21,715.95	55,592.83
DESBROCE DESBOSQUE Y LIMPIEZA	ha	479.31	0.42	200.24
REHUBICACION DE POSTES	u	1,100.48	14.00	15,406.72
REMOCIÓN DE ACERAS Y BORDILLOS	m ³	10.55	1,063.14	11,216.13
REMOCIÓN DE EDIFICACIONES, CASAS Y OTRAS CONSTRUCCIONES	m ²	35.23	6,793.77	239,344.52
Calzada				959,001.69
EXCAVACION SIN CLASIFICACION	m ³	2.72	33,014.45	89,799.30
TRANSPORTE MATERIAL DE EXCAVACION (Transporte Libre 500 m.) (D= 10.50 km)	m ³ /km	0.14	32,655.85	45,718.19
ACABADO DE OBRA BASICA	m ²	0.74	2,262.00	1,673.88
GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX H30.2	m ²	1.62	16,982.45	27,511.57

³ El valor de h varía entre 9.66m y 91.78m

⁴ El valor de h varía entre 1.45m y 27.68m

CONTINÚA 

GEOMALLA UNIAXIAL WG 60	m ²	4.35	16,982.45	73,873.66
MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE CON SUELO SELECCIONADO (e=0.35)	m ³	8.45	5,943.86	50,225.60
SUBBASE CLASE 3(e=0.70)	m ³	11.76	11,887.72	139,799.53
BASE CLASE 3 (e=0,50)	m ³	14.35	8,491.23	121,849.08
ASFALTO MC PARA IMPRIMACIÓN (1,7 lts/m ²)	lt	0.77	28,870.17	22,230.03
CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA (e=7,5 cm)	m ²	9.76	16,982.45	165,748.71
HORMIGÓN DE f ^c = 210 kg/cm ² (ACERAS)	m ³	178.98	904.80	161,941.10
BORDILLOS DE HORMIGÓN f ^c = 210 kg/cm ² (B = 20 cm, b = 15 cm, h = 60 cm)	m	25.92	2,262.00	58,631.04
Drenaje				102,664.58
REPARACIÓN DE INSTALACIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE d = 1/2"	u	83.76	28.00	2,345.28
EXCAVACIÓN PARA SUMIDEROS Y POZOS DE REVISIÓN	m ³	9.24	32.28	298.27
EXCAVACIÓN Y RELLENO COMPACTADO PARA TUBERÍA DE ALCANTARILLADO/SUMIDEROS Y COLECTORES	m ³	8.86	1,163.28	10,306.66
CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE REVISIÓN	u	533.75	2.00	1,067.50
CONSTRUCCIÓN Y COLOCACIÓN DE TAPAS DE POZOS Y CERCOS	u	105.44	2.00	210.88
CONSTRUCCIÓN DE SUMIDEROS NORMALES TIPO (CERCO, REJILLA Y RECIPIENTE)	u	224.11	12.00	2,689.32
REPARACIÓN CONEXIONES DOMICILIARIAS ALCANTARILLADO	u	62.04	28.00	1,737.12
TUBERÍA PVC 300mm	m	45.70	1,131.00	51,686.70
Subdrenes				
TUBERIA PARA SUBDRENES (PVC d=0.20 m)	m	19.15	1,131.00	21,658.65
GEOTEXTIL PARA SUBDRENES (Tipo NT 2000)	m ²	3.25	678.60	2,205.45
MATERIAL FILTRANTE (Subdrenes)	m ³	24.93	339.30	8,458.75

CONTINÚA 

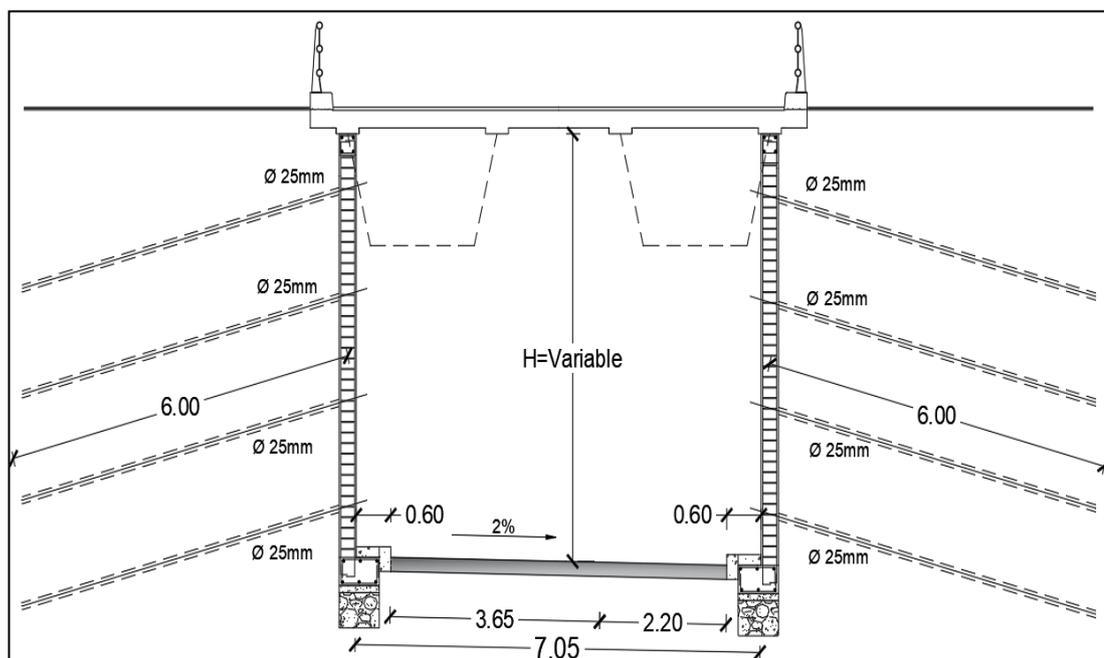
Estabilización de talud				1,909,961.53
PEINADO MANUAL DE TALUD	m ²	2.36	29,619.07	69,901.01
HORMIGÓN LANZADO e= 8 cm	m ²	38.41	29,619.07	1,137,668.48
MALLA ELECTRO SOLDADA 5 x 10 x 10	m ²	15.48	29,619.07	458,503.20
ANCLAJES DE VARILLA DE ACERO d= 14 mm	u	71.88	3,393.00	243,888.84
Señalización Vial				7,565.25
MARCA DE PAVIMENTO (Doble línea amarilla continua e = 120 mm)	km	1,047.46	1.13	1,184.68
MARCA DE PAVIMENTO (Línea blanca continua e = 120 mm)	km	648.60	2.32	1,066.53
MARCA DE PAVIMENTO (Línea blanca segmentada e= 120 mm)	km	459.63	2.26	1,467.13
SEÑAL INFORMATIVA (3.50 X 1.80 M) I1-3a	u	997.55	2.00	1,995.10
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA PREVENTIVA (75 x 75 cm)	u	149.07	4.00	596.28
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA REGLAMENTARIA OCTOGONAL (75 x 75 cm) R1-1B	u	140.76	1.00	140.76
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA DE ADVERTENCIA (75 x 75 cm) (R4-1b) (R4-7b) (E1-1b)	u	149.07	3.00	447.21
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA (45 X60 CM)R5-6	u	111.26	6.00	667.56
SUB TOTAL PRESUPUESTADO				6,915,534.28
IVA				12%
TOTAL PRESUPUESTADO				7,745,398.39

El presupuesto de la Alternativa 4 paso deprimido, tomó en cuenta expropiaciones, obras preliminares, calzada, drenaje, estabilización de talud, infraestructura, tablero y acabados para un viaducto, muros y señalización vial.

Tabla 87

Expropiaciones para la Alternativa 4

Predio	Área Terreno (m ²)	Área Construcción (m ²)	Avalúo Total ⁵ (US \$)
396640	196.80	133.99	62,626.01
396650	271.40	70.26	51,265.66
1345689	66.00	0.00	5,940.00
602926	150.00	35.90	21,034.04
521756	808.00	899.86	373,414.20
521754	200.00	274.87	107,376.61
202909	121.00	149.31	60,939.34
202899	274.00	0.00	24,660.00
194723	4,000.38	56.26	323,784.30
196632	2,480.38	1,010.70	483,528.12
196662	556.00	191.97	88,027.42
196659	552.00	0.00	29,808.00
196656	534.00	337.63	91,386.79
196653	582.75	0.00	30,115.35
Total a expropiar			1,753,905.84

Figura 112 Perfil Tipo⁶ para la Alternativa 4, Muros.

⁵ El estudio considero el valor correspondiente al avalúo municipal

⁶ El valor de H varía entre 3.00m y 6.00m

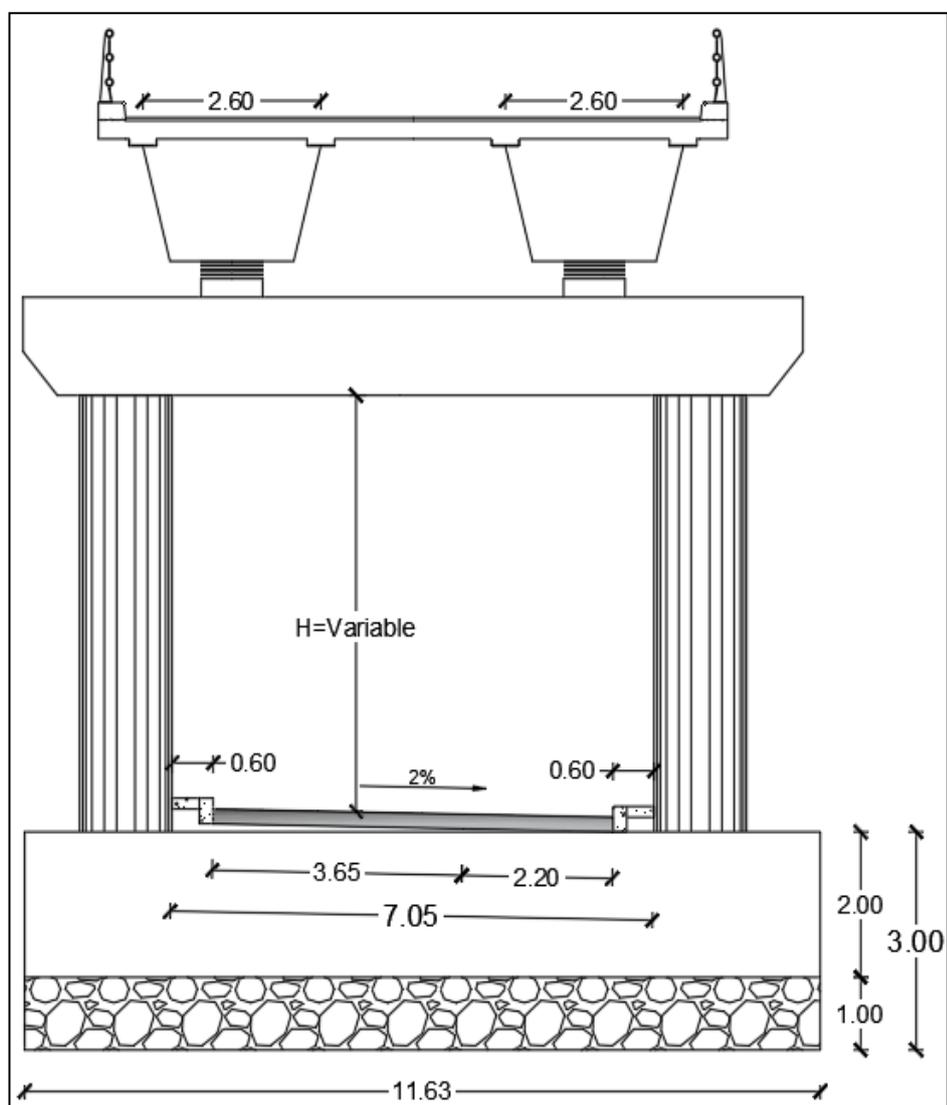


Figura 113 Perfil Tipo⁷ para la Alternativa 4, Infraestructura.

Tabla 88

Presupuesto referencial para la Alternativa 4

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (US \$)	CANTIDAD	VALOR TOTAL (US \$)
Preliminar				153,063.51
REPLANTEO Y NIVELACION	m ²	2.56	5,702.55	14,598.53
DESBROCE DESBOSQUE Y LIMPIEZA	ha	479.31	0.35	170.03
REHUBICACION DE POSTES	u	1,100.48	20.00	22,009.60
REMOCIÓN DE ACERAS Y BORDILLOS	m ³	10.55	467.50	4,932.13

CONTINÚA 

⁷ El valor de H varía entre 3.00m y 4.50m

REMOCIÓN DE EDIFICACIONES, CASAS Y OTRAS CONSTRUCCIONES	m ²	35.23	3,160.75	111,353.22
Calzada				393,637.96
EXCAVACION SIN CLASIFICACION	m ³	2.72	37,044.45	100,760.90
TRANSPORTE MATERIAL DE EXCAVACION (Transporte Libre 500 m.) (D= 10.50 km)	m ³ /km	0.14	37,021.15	51,829.61
ACABADO DE OBRA BASICA	m ²	0.74	2,450.75	1,813.56
GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX H30.2	m ²	1.62	3,363.75	5,449.28
GEOMALLA UNIAXIAL WG 60	m ²	4.35	3,363.75	14,632.31
MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE CON SUELO SELECCIONADO (e=0.35)	m ³	8.45	1,177.31	9,948.29
SUBBASE CLASE 3(e=0.70)	m ³	11.76	2,354.63	27,690.39
BASE CLASE 3 (e=0,50)	m ³	14.35	1,681.88	24,134.91
ASFALTO MC PARA IMPRIMACIÓN (1,7 lts/m ²)	lt	0.77	5,718.38	4,403.15
CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA (e=7,5 cm)	m ²	9.76	3,363.75	32,830.20
HORMIGÓN DE f'c = 210 kg/cm ² (ACERAS)	m ³	178.98	431.60	77,247.77
BORDILLOS DE HORMIGÓN f'c = 210 kg/cm ² (B = 20 cm, b = 15 cm, h = 60 cm)	m	25.92	1,655.00	42,897.60
Drenaje				73,778.17
REPARACIÓN DE INSTALACIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE D = 1/2"	u	83.76	8.00	670.08
EXCAVACIÓN PARA SUMIDEROS Y POZOS DE REVISIÓN	m ³	9.24	34.28	316.75
EXCAVACIÓN Y RELLENO COMPACTADO PARA TUBERÍA DE ALCANTARILLADO/SUMIDEROS Y COLECTORES	m ³	8.86	609.28	5,398.22
CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE REVISIÓN	u	533.75	2.00	1,067.50
CONSTRUCCIÓN Y COLOCACIÓN DE TAPAS DE POZOS Y CERCOS	u	105.44	2.00	210.88
CONSTRUCCIÓN DE SUMIDEROS NORMALES TIPO	u	224.11	12.00	2,689.32

CONTINÚA 

(CERCO, REJILLA Y RECIPIENTE)				
REPARACIÓN CONEXIONES DOMICILIARIAS ALCANTARILLADO	u	62.04	14.00	868.56
TUBERÍA PVC 300mm	m	45.70	935.00	42,729.50
Subdrenes				
TUBERIA PARA SUBDRENES (PVC d=0.20 m)	m	19.15	575.00	11,011.25
GEOTEXTIL PARA SUBDRENES (Tipo NT 2000)	m ²	3.25	561.00	1,823.25
MATERIAL FILTRANTE (Subdrenes)	m ³	24.93	280.50	6,992.87
Estabilización de talud				127,627.72
PEINADO MANUAL DE TALUD	m ²	2.36	1,877.91	4,431.87
HORMIGÓN LANZADO e= 8 cm	m ²	38.41	1,877.91	72,130.52
MALLA ELECTRO SOLDADA 5 x 10 x 10	m ²	15.48	1,877.91	29,070.05
ANCLAJES DE VARILLA DE ACERO d= 14 mm	u	71.88	306.00	21,995.28
Viaducto (Longitud 360m - Sección 7.30 m)				5,533,969.03
Infraestructura				
HORMIGON ESTRUC. CEM. PORT. CLASE B (f'c=280 kg/cm ²)	m ³	221.74	1,727.04	382,953.07
HORMIGON NO ESTRUC. CEM. PORT. CLASE B (fc=180 kg/cm ²) replant.	m ³	137.48	490.75	67,467.90
ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm ²	kg	1.70	51,653.77	87,811.41
Superestructura				
PAVIMENTO DE HORMIGON DE CEM. PORT. CLASE B (f'c=280 kg/cm ²)	m ³	171.48	946.51	162,307.88
ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm ²	kg	1.70	22,320.00	37,944.00
JUNTA DE DILATACION TIPO JNA-50	m	45.64	63.00	2,875.32
PLACAS DE NEOPRENO TIPO STUP-DUREZA 60' (45x35x12)cm	u	579.50	42.00	24,339.00
SUMIN. FABRIC. Y MONT. ACERO ESTRC. ASTM A-36 FY=2520 kg/cm ²	kg	3.12	143,537.33	447,836.46
SUMINISTRO ACERO ESTR. ASTM A-588 FY=3500 kg/cm ²	kg	1.73	1,110,231.29	1,920,700.13
FABRICACION ACERO ESTR. ASTM A-588 FY=3500 kg/cm ²	kg	0.88	1,110,231.29	977,003.53

CONTINÚA



MONTAJE ACERO ESTR. ASTM A-588 FY=3500 kg/cm ²	kg	1.56	692,849.70	1,080,845.53
BARANDALES METALICOS	m	158.28	2,160.00	341,884.80
Muros				762,549.50
HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE CEMENTO PORTLAND f'c=240 Kg-Cm ²	m ³	212.16	2,277.58	483,210.52
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND f'c=180 Kg-Cm ²	m ³	137.48	302.40	41,573.95
ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg-Cm ² (Figurado Y Colocado)	kg	1.70	139,367.52	236,924.78
TUBERÍA PVC 100 mm	m	3.89	216.00	840.24
Señalización Vial				7,385.73
MARCA DE PAVIMENTO (Doble línea amarilla continua e = 120 mm)	km	1,047.46	0.40	423.17
MARCA DE PAVIMENTO (Línea blanca continua e = 120 mm)	km	648.60	0.58	264.29
MARCA DE PAVIMENTO (Línea blanca segmentada e= 120 mm)	km	459.63	0.17	110.91
SEÑAL INFORMATIVA (3.50 X 1.80 M) II-3a	u	997.55	4.00	3,990.20
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA PREVENTIVA (75 x 75 cm)	u	149.07	6.00	894.42
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA REGLAMENTARIA OCTOGONAL (75 x 75 cm) R1- 1B	u	140.76	1.00	140.76
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA DE ADVERTENCIA (75 x 75 cm) (R4-1b) (R4-7b) (E1-1b)	u	149.07	6.00	894.42
SEÑALES A LADO DE LA CARRETERA (45 X60 CM)R5-6	u	111.26	6.00	667.56
SUB TOTAL PRESUPUESTADO				8,805,917.47
IVA				12%
TOTAL PRESUPUESTADO				9,862,627.56

Se mantiene los taludes naturales, pero para garantizar su estabilidad se propone colocar anclajes y hormigón lanzado.

Estas propuestas de diseño se sustentan en proyectos similares como por ejemplo el presupuesto de la prolongación de la Av. Simón Bolívar el cual tiene un valor

referencial de US \$12'503,382.69, el viaducto Barreiro con un presupuesto aproximado a US \$19'977,108.93, alternativa sur Armenia 1 de la Autopista General Rumiñahui con un presupuesto de US \$24'764,616.70, entre otros.

6.2 Análisis de beneficios

Es considerado beneficio a todo lo que produce ahorro en el costo de operación.

6.2.1 Consumo de combustible

La reducción del consumo de combustible es uno de los beneficios destacados, este se calcula en función del TPDA que circula por la intersección, la longitud del proyecto y el consumo de combustible de acuerdo al tipo de vehículo, sea este liviano, bus o camión.



Figura 114 Vías en la zona de estudio

Fuente: (Google/Aportes Muñoz, 2017)

El Centro de Capacitación e Investigación en Control de Emisiones Vehiculares (CCICEV), proporciona resultados sobre el rendimiento de combustible promedio, indicando que:

- En un vehículo liviano el rendimiento de combustible es 45.00 km/galón, la mayoría de este tipo de vehículos utiliza gasolina extra a un costo de US \$1.48.
- En un bus el rendimiento de combustible es 8.60 km/galón, utilizando diésel a un costo de US \$1.03.
- Y en un camión el rendimiento de combustible es 10.82 km/galón, el cual utiliza diésel a un costo de US \$1.03.

Tabla 89

Cálculo del consumo de combustible actual (t0)

Tipo	DMQ-V. Chillos (\$/día)	V. Chillos-DMQ (\$/día)	Ingreso 1 (\$/día)	Ingreso 2 (\$/día)	R. I. del Castillos (\$/día)	E13 (\$/día)	Total (\$/día)
Liviano	272.93	272.71	6.62	0.72	11.98	1.71	566.67
Buses	105.24	66.21	1.40	0.06	1.50	0.35	174.76
Camiones	55.76	35.08	2.00	0.09	3.99	0.39	97.32
Total (\$/día)	433.93	374.00	10.02	0.86	17.48	2.46	

Total diario	\$ 838.75
Total anual	\$306,142.39

6.2.2 Tiempo de viaje

Para calcular el costo del tiempo de viaje, se basó en datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos - INEC, el cual indica que el tamaño de un hogar promedio es de 3.8 miembros, siendo en el área urbana el ingreso promedio US \$1,046.30, mientras en el área rural el ingreso es de US \$567.10, dando un ingreso total promedio mensual de US \$892.90.

Se debe tener en cuenta que en promedio viajan 2 personas (hombre y mujer) en un mismo automóvil, según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, en el Ecuador una mujer gana aproximadamente un 20% menos que un hombre.

Adicionalmente se necesita el tiempo de viaje, calculando el tiempo de viaje de la siguiente forma.

Datos:

Salario = US \$892.90

Tiempo de viaje = 11'18'' \approx 0.1884

$$\text{Costo hora} = \frac{\left(\frac{\text{Salario}}{\text{Días laborales}}\right)}{\text{Horas laborales}}$$

$$\text{Costo hora} = \frac{\left(\frac{\text{US } \$892.90}{22 \text{ días}}\right)}{8 \text{ horas}}$$

$$\text{Costo hora} = \text{US } \$5.07$$

$$\text{Costo de viaje} = \text{Costo hora} * \text{Tiempo de viaje}$$

$$\text{Costo de viaje} = \text{US } \$5.07 * 0.1884$$

$$\text{Costo de viaje} = \text{US } \$0.96$$

$$\text{Costo tiempo de viaje anual} = \text{Costo de viaje} * \text{Días del año} * \text{TPDA}$$

$$\text{Costo tiempo de viaje anual} = \text{US } \$0.96 * 365 * 7302$$

$$\text{Costo tiempo de viaje anual} = \text{US } \$2'558,620.80$$

Se realiza el mismo procedimiento por cada año durante un periodo de 25 años, correspondiente a la vida útil de una infraestructura vial, con sus respectivos tiempos de viaje y consumo de combustible, para cada una de las Alternativas propuestas, hasta lograr calcular un costo de viaje anual, sumando el costo del tiempo de viaje más el consumo de combustible.

El beneficio obtenido, es el ahorro que resulta al calcular el costo de viaje sin proyecto y el costo de viaje con proyecto, con los valores correspondientes a su respectivo año.

6.2.3 Huella de carbono

En el año 2015 de acuerdo con el Balance Energético Nacional (BEN) y publicado por el Ministerio Coordinador de Sectores Estratégicos (MICSE), las emisiones de CO₂ en Ecuador fueron de 2.70 toneladas por habitante.

La población de Ecuador en el año 2015 fue de 16'144,400.00 habitantes, por lo tal motivo la contaminación total emitida en este año llegó a 43'589,880.00 toneladas de CO₂.

Según el Banco Mundial, el valor de contaminación en el país está por debajo de la media mundial la cual se encuentra en 4.99 toneladas de CO₂, sin embargo la

inversión requerida para combatir enfermedades por la contaminación producida por causa de la huella de carbono es aproximadamente del 1.10% del PIB⁸, el cual fue US \$100,176'800,000.00.

Con los estos datos se puede determinar que cada tonelada de huella de carbono le cuesta al país US \$25.28.

Finalmente, se calcula el costo para la vía sin proyecto y con las alternativas de solución dando como resultado lo expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 90

Costo anual de la contaminación por huella de carbono

	Sin Proyecto		Alternativa 3		Alternativa 4	
	Ta	Tf	Ta	Tf	Ta	Tf
Contaminación (Gramos)	1857.05	2212.42	1584.29	1731.71	894.57	1621.45
Costo intervalo 15min (US \$)	0.05	0.06	0.04	0.04	0.02	0.04
Costo anual (US \$)	1,644.98	1,959.77	1,403.37	1,533.96	792.41	1,436.29

6.3 Cálculo del VAN y TIR

La cuantificación de los beneficios, costos de construcción y mantenimiento son necesario para determinar los indicadores en la evaluación económica del proyecto.

El mantenimiento rutinario consiste en el bacheo de pavimentos y espaldones, el mantenimiento de alcantarillas, cunetas y viaducto, y la conservación de la seguridad vial y áreas verdes. Adicionalmente se realiza recapeo cada 5 años cambio de carpeta asfáltica a los 10 años, y rehabilitación total a los 15 años.

El valor de la tasa de descuento utilizada está fundamentado en datos del Banco de Desarrollo del Ecuador B.P., entidad encargada de los programas, proyectos, obras y servicios del sector público, para Ministerios, Municipios, Consejos Provinciales, y cualquier otro que sirva para el desarrollo económico nacional.

⁸ El Producto Interior Bruto (PIB) es un indicador económico que refleja el valor monetario de todos los bienes y servicios finales producidos por un país en un determinado periodo de tiempo, normalmente un año. Se utiliza para medir la riqueza de un país. (Ecomipedia, 2015)

Para proyectos viales este valor se encuentra entre el 7.11% y el 8.04%, para el este proyecto se tomó el promedio, por tal motivo se trabaja con una tasa de descuento del 7.60%

Tabla 91

Flujo de inversión anual para la Alternativa 3

Periodo	Inversión	Beneficio
Año 0	\$ 7,745,398.39	
Año 1	\$ 21,932.38	\$ 2,201,752.87
Año 2	\$ 21,932.38	\$ 2,339,483.01
Año 3	\$ 21,932.38	\$ 2,471,889.94
Año 4	\$ 21,932.38	\$ 2,598,572.39
Año 5	\$ 26,884.71	\$ 2,719,099.44
Año 6	\$ 21,932.38	\$ 2,833,008.30
Año 7	\$ 21,932.38	\$ 2,939,802.05
Año 8	\$ 21,932.38	\$ 3,038,947.12
Año 9	\$ 21,932.38	\$ 3,129,870.65
Año 10	\$ 41,034.39	\$ 3,211,957.59
Año 11	\$ 21,932.38	\$ 3,284,547.72
Año 12	\$ 21,932.38	\$ 3,346,932.29
Año 13	\$ 21,932.38	\$ 3,398,350.55
Año 14	\$ 21,932.38	\$ 3,437,985.97
Año 15	\$ 55,184.06	\$ 3,464,962.18
Año 16	\$ 21,932.38	\$ 3,478,338.72
Año 17	\$ 21,932.38	\$ 3,477,106.29
Año 18	\$ 21,932.38	\$ 3,460,181.89
Año 19	\$ 21,932.38	\$ 3,426,403.43
Año 20	\$ 100,888.95	\$ 3,373,994.67
Año 21	\$ 21,932.38	\$ 3,303,206.00
Año 22	\$ 21,932.38	\$ 3,211,014.11
Año 23	\$ 21,932.38	\$ 3,096,408.77
Año 24	\$ 21,932.38	\$ 2,957,738.40
Año 25	\$ 116,022.29	\$ 2,793,231.41

Tabla 92

Cálculo del VAN para la Alternativa 3

Año	FNE	(1+i)ⁿ	FNE/(1+i)ⁿ
0	- \$ 7,745,398.39		- \$ 7,745,398.39
1	\$ 2,179,820.49	1.08	\$ 2,025,855.47
2	\$ 2,317,550.63	1.16	\$ 2,001,726.27

CONTINÚA 

3	\$ 2,449,957.56	1.25	\$ 1,966,625.87
4	\$ 2,576,640.01	1.34	\$ 1,922,226.95
5	\$ 2,692,214.73	1.44	\$ 1,866,587.44
6	\$ 2,811,075.92	1.55	\$ 1,811,335.70
7	\$ 2,917,869.67	1.67	\$ 1,747,350.35
8	\$ 3,017,014.74	1.80	\$ 1,679,110.44
9	\$ 3,107,938.27	1.93	\$ 1,607,540.57
10	\$ 3,170,923.21	2.08	\$ 1,524,273.89
11	\$ 3,262,615.34	2.24	\$ 1,457,574.93
12	\$ 3,324,999.91	2.41	\$ 1,380,525.34
13	\$ 3,376,418.17	2.59	\$ 1,302,856.85
14	\$ 3,416,053.59	2.79	\$ 1,225,047.35
15	\$ 3,409,778.12	3.00	\$ 1,136,428.33
16	\$ 3,456,406.34	3.23	\$ 1,070,602.99
17	\$ 3,455,173.91	3.47	\$ 994,629.42
18	\$ 3,438,249.51	3.74	\$ 919,848.93
19	\$ 3,404,471.05	4.02	\$ 846,479.59
20	\$ 3,273,105.72	4.33	\$ 756,335.71
21	\$ 3,281,273.62	4.66	\$ 704,668.32
22	\$ 3,189,081.73	5.01	\$ 636,496.00
23	\$ 3,074,476.39	5.39	\$ 570,281.03
24	\$ 2,935,806.02	5.80	\$ 506,095.93
25	\$ 2,677,209.12	6.24	\$ 428,919.23
VAN			\$ 24,344,024.49

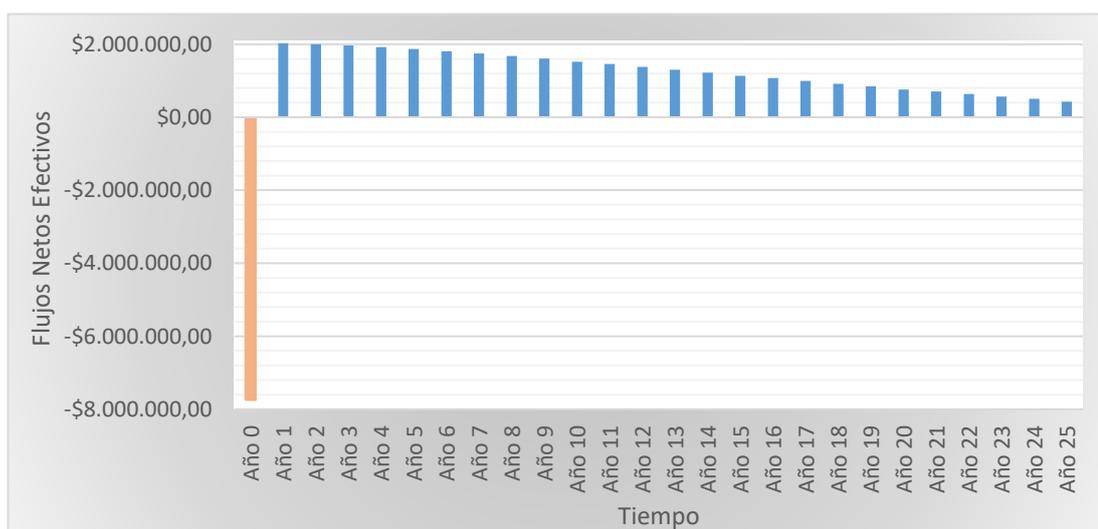


Figura 115 Inversiones Anuales para la Alternativa 3

Tabla 93

Cálculo del TIR para la Alternativa 3

Tasa de descuento	VAN
0%	\$ 68,470,725.38
5%	\$ 33,927,163.19
7.60%	\$ 24,344,024.49
10%	\$ 18,173,864.38
15%	\$ 10,100,763.54
20%	\$ 5,513,974.68
25%	\$ 2,670,593.36
30%	\$ 777,809.01
35%	- \$ 556,255.45
40%	- \$ 1,540,324.19
45%	- \$ 2,293,133.31
50%	- \$ 2,886,198.17
55%	- \$ 3,364,759.79
60%	- \$ 3,758,665.34
TIR	32.72%

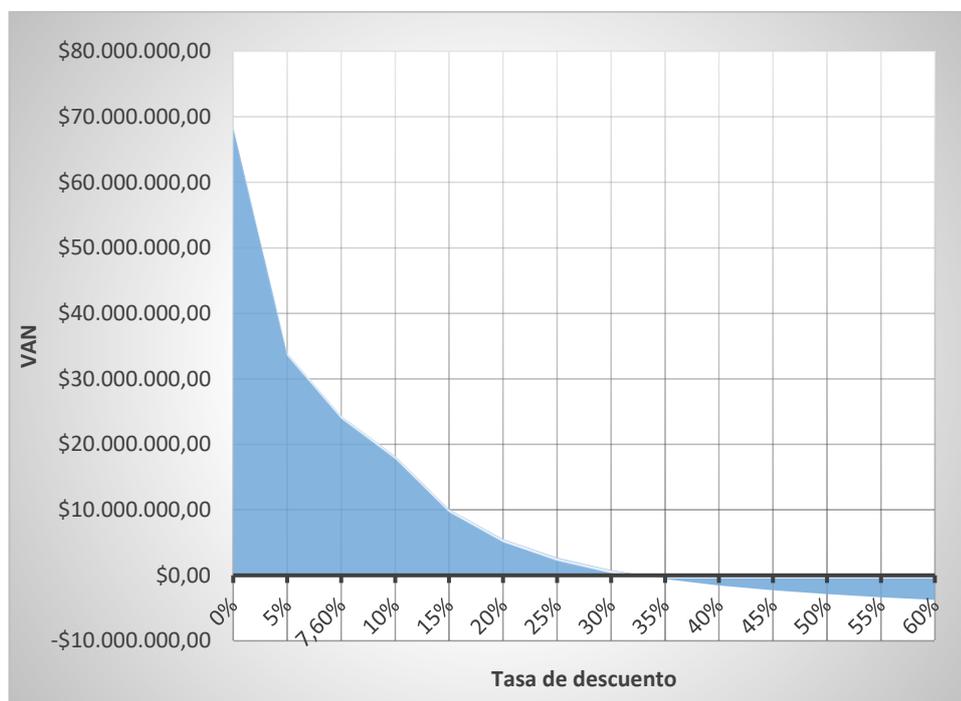


Figura 116 Tasa interna de retorno para la Alternativa 3

Tabla 94

Flujo de inversión para la Alternativa 4

Periodo	Inversión	Beneficio
Año 0	\$ 9,862,627.56	
Año 1	\$ 50,845.80	\$ 2,185,832.82
Año 2	\$ 50,845.80	\$ 2,320,014.74
Año 3	\$ 50,845.80	\$ 2,448,479.45
Año 4	\$ 50,845.80	\$ 2,570,789.46
Año 5	\$ 62,326.78	\$ 2,686,474.54
Año 6	\$ 50,845.80	\$ 2,795,029.37
Año 7	\$ 50,845.80	\$ 2,895,910.90
Año 8	\$ 50,845.80	\$ 2,988,535.63
Año 9	\$ 50,845.80	\$ 3,072,276.60
Año 10	\$ 95,129.95	\$ 3,146,460.26
Año 11	\$ 50,845.80	\$ 3,210,363.00
Año 12	\$ 50,845.80	\$ 3,263,207.55
Año 13	\$ 50,845.80	\$ 3,304,159.01
Año 14	\$ 50,845.80	\$ 3,332,320.69
Año 15	\$ 127,933.12	\$ 3,346,729.54
Año 16	\$ 50,845.80	\$ 3,346,351.39
Año 17	\$ 50,845.80	\$ 3,330,075.70
Año 18	\$ 50,845.80	\$ 3,296,710.05
Año 19	\$ 50,845.80	\$ 3,244,974.19
Año 20	\$ 233,890.68	\$ 3,173,625.96
Año 21	\$ 50,845.80	\$ 3,080,792.76
Año 22	\$ 50,845.80	\$ 2,965,287.66
Año 23	\$ 50,845.80	\$ 2,825,278.07
Año 24	\$ 50,845.80	\$ 2,658,939.10
Año 25	\$ 268,974.28	\$ 2,464,312.13

Tabla 95

Cálculo del VAN para la Alternativa 4

Año	FNE	(1+i) ⁿ	FNE/(1+i) ⁿ
0	- \$ 9,862,627.56		- \$ 9,862,627.56
1	\$ 2,134,987.02	1.08	\$ 1,984,188.68
2	\$ 2,269,168.94	1.16	\$ 1,959,937.80
3	\$ 2,397,633.65	1.25	\$ 1,924,624.51
4	\$ 2,519,943.66	1.34	\$ 1,879,930.29
5	\$ 2,624,147.76	1.44	\$ 1,819,394.72
6	\$ 2,744,183.57	1.55	\$ 1,768,233.17

CONTINÚA



7	\$ 2,845,065.10	1.67	\$ 1,703,751.73
8	\$ 2,937,689.83	1.80	\$ 1,634,962.40
9	\$ 3,021,430.80	1.93	\$ 1,562,795.71
10	\$ 3,051,330.31	2.08	\$ 1,466,785.17
11	\$ 3,159,517.20	2.24	\$ 1,411,515.78
12	\$ 3,212,361.75	2.41	\$ 1,333,758.47
13	\$ 3,253,313.21	2.59	\$ 1,255,354.40
14	\$ 3,281,474.89	2.79	\$ 1,176,785.44
15	\$ 3,218,796.42	3.00	\$ 1,072,776.97
16	\$ 3,295,505.59	3.23	\$ 1,020,764.86
17	\$ 3,279,229.90	3.47	\$ 943,981.00
18	\$ 3,245,864.25	3.74	\$ 868,379.31
19	\$ 3,194,128.39	4.02	\$ 794,180.49
20	\$ 2,939,735.28	4.33	\$ 679,301.85
21	\$ 3,029,946.96	4.66	\$ 650,694.79
22	\$ 2,914,441.86	5.01	\$ 581,681.73
23	\$ 2,774,432.27	5.39	\$ 514,626.19
24	\$ 2,608,093.30	5.80	\$ 449,602.39
25	\$ 2,195,337.84	6.24	\$ 351,717.99
VAN			\$ 20,947,098.26

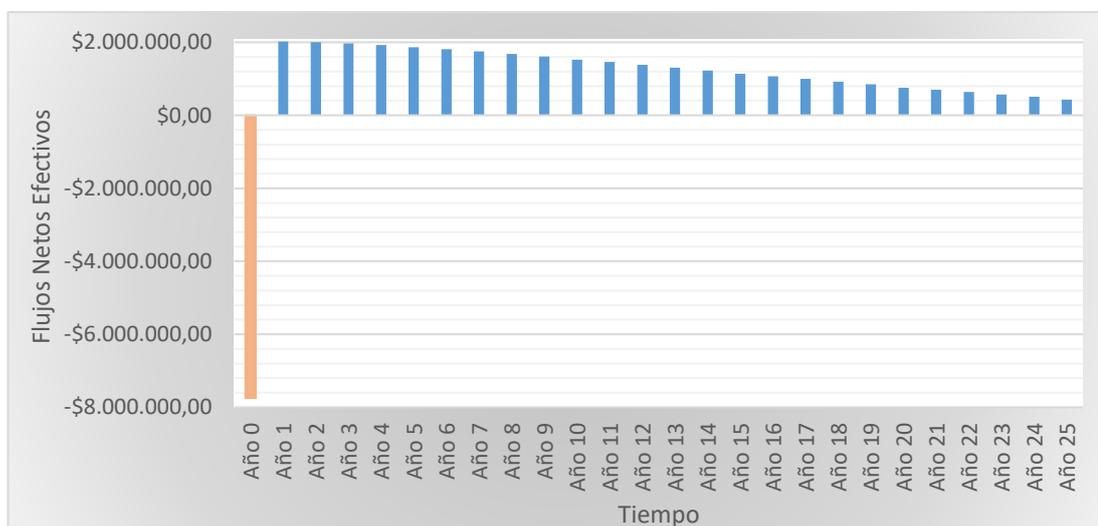


Figura 117 Inversiones Anuales para la Alternativa 4

Tabla 96

Cálculo del TIR para la Alternativa 4

Tasa de descuento	VAN
0%	\$ 62,285,132.20
5%	\$ 29,980,531.03
7.60%	\$ 20,947,098.26
10%	\$ 15,104,499.63
15%	\$ 7,416,797.87
20%	\$ 3,019,387.80
25%	\$ 279,334.25
30%	- \$ 1,551,587.58
35%	- \$ 2,845,588.82
40%	- \$ 3,801,993.03
45%	- \$ 4,534,692.37
50%	- \$ 5,112,529.45
55%	- \$ 5,579,177.84
60%	- \$ 5,963,515.05
TIR	25.65%

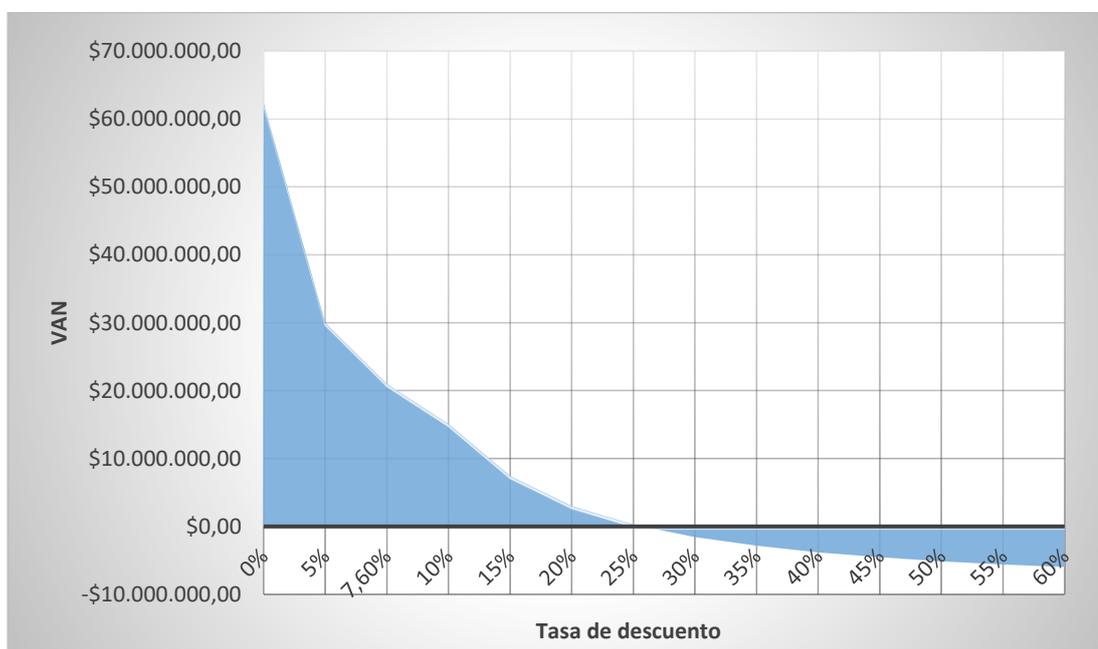


Figura 118 Tasa Interna de Retorno para la Alternativa 4

6.4 Relación beneficio costo

La relación beneficio costo es conocida como índice neto de rentabilidad, y se obtiene al dividir el Valor Actual de los beneficios totales netos entre el Valor Actual de los Costos de inversión del proyecto. El proyecto es rentable cuando la relación beneficio costo es mayor que 1.

Para realizar el análisis es necesario:

- Identificación de cobros y pagos a precio de mercado.
- Identificar los costos y los beneficios externos, por ejemplo, asignar un valor monetario al tiempo de viaje y a la contaminación del proyecto.
- Asignar la tasa de descuento para determinar la rentabilidad mínima del proyecto, en otras palabras el momento en el que empiece a dar beneficios sociales y económicos.
- Hacer una valoración final empleando el VAN y el TIR.

Una vez obtenidos los indicadores VAN y TIR se procede a determinar la rentabilidad del proyecto desde el punto de vista económico utilizando el criterio del análisis costo beneficio.

Al realizar el análisis para el proyecto de un carril adicional se considera los ingresos US \$32'388,789.92, egresos US \$299,367.04 y un costo de inversión total de US \$8'044,765.43. Dando como resultado de la Relación Costo Beneficio 4.03

Mientras que en el análisis del proyecto de un paso a desnivel se tomó en cuenta los ingresos de US \$31'503,747.93, egresos US \$694,022.10 y un costo de inversión total de US \$10'556,649.67. Para este caso la Relación Costo Beneficio da como resultado 2.98.

Finalmente, se grafica los costos que se generan y se puede identificar el beneficio que se produce al realizar cualquier alternativa propuesta.

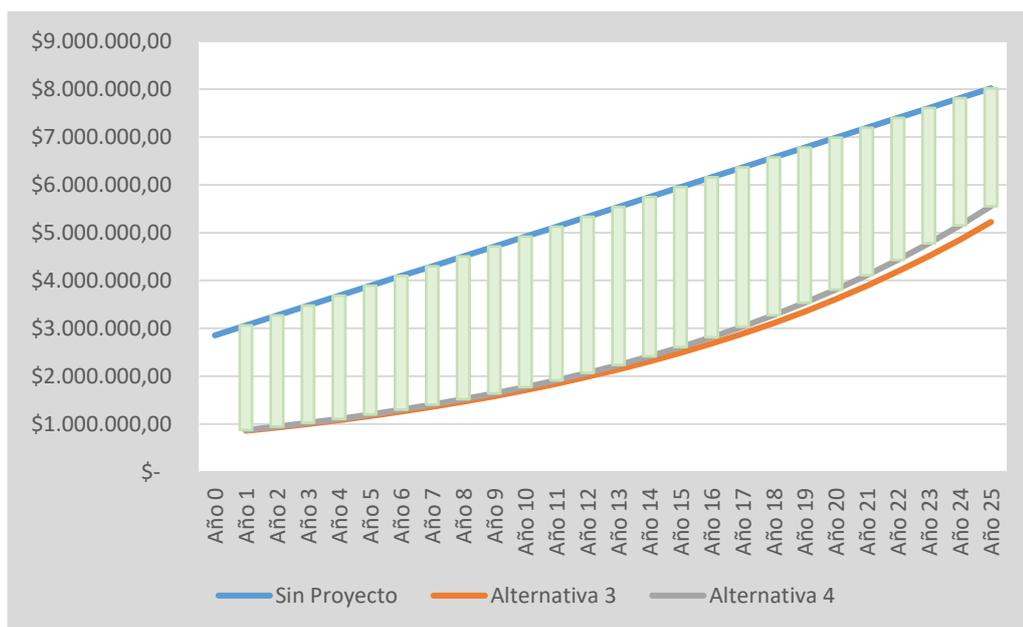


Figura 119 Costos de las alternativas de solución del proyecto comparadas con la situación actual.

CAPÍTULO VII

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

En este proyecto de titulación se analizó el impacto de tráfico generado en la intersección entre la Av. Simón Bolívar & Juan Bautista Aguirre, mediante visitas de campo y la modelación de la situación actual en el programa PTV Vissim, del cual se logró obtener datos relevantes que fueron utilizados para descartar posibles soluciones como mejorar la sincronización de semáforos, encaminado a la búsqueda de nuevas alternativas, la cuales mediante la creación de modelos de micro simulación fueron seleccionadas, siendo la Alternativa 3 (ampliación de un carril) y la Alternativa 4 (Viaducto) como posibles soluciones, mismas que cumplen con parámetros de seguridad, comodidad, confortabilidad y disminuyendo los tiempos de viaje.

Se recopiló la información necesaria mediante el conteo volumétrico mecánico proporcionado por el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito con el contador #97419, NIOP 12988 y un conteo manual realizado durante un periodo de 7 días consecutivos, consiguiendo un conteo vehicular clasificado de la calle Juan Bautista Aguirre y sus intersecciones en la zona de estudio, mismo que permite determinar que para los vehículos que circulan del Distrito Metropolitano de Quito al Valle de los Chillos, el día Viernes es el que mayor flujo vehicular presenta en su hora pico con un total de 1,062 vehículos, mientras que el día Sábado es el de menor flujo vehicular debido a que alcanza 779 vehículos, en cambio los vehículos que circulan del Valle de los Chillos al Distrito Metropolitano de Quito, tienen al día Jueves como el de mayor circulación vehicular presenta con 2,231 vehículos y el día de menor flujo vehicular presenta es el día miércoles con 1,775 vehículos en su hora pico.

Mediante el conteo manual clasificado y con la ayuda de porcentajes de flujo vehicular por cada hora, obtenidos en conteos volumétricos mecánicos, se logró proyectar el Tráfico Promedio Diario Anual, para los vehículos que circulan del Distrito Metropolitano de Quito al Valle de los Chillos el TPDA es 7,302 vehículos, mientras que el TPDA para los vehículos que circulan del Valle de los Chillos al Distrito Metropolitano de Quito es 14,486 vehículos.

Al analizar el tráfico actual se logró determinar la capacidad, considerando el volumen vehicular actual de 554 veh/h, los resultados indican que el carril en la intersección A admite la circulación de 872 vehículos, por lo tanto se encuentra al 63.53% de su capacidad máxima, mientras que el carril en la intersección C soporta la circulación de 400 vehículos, encontrándose al 138.50% de su capacidad, este último es el causante de la congestión vehicular en el sector, en cambio al comparar los resultados con el volumen vehicular proyectado a 20 años la intersección A funcionaría al límite ocupando el 98.16% de su capacidad, mientras que la intersección C funcionaría al 214% de su capacidad, provocando el colapso de la vía, sin embargo, el mismo volumen vehicular de 554 veh/h comparado con la capacidad que se genera al incrementar un carril, da como resultado que la intersección A trabajaría al 28.91% de su capacidad y la intersección C solo estaría al 62.32% de su capacidad, mientras que al comparar el volumen vehicular a futuro de 856 veh/h con la capacidad en la intersección A esta funcionaría al 44.67% de su capacidad y la intersección C en cambio funcionaría al 95.22% de su capacidad, pasando de un nivel de servicio F a un nivel de servicio B.

Se elaboró modelos de micro simulación para la situación actual y para cada propuesta de solución, en la Alternativa 3 los resultados obtenidos en la calle Juan Bautista Aguirre con dirección al Valle de los Chillos es de 33.89 km/h, al compararlo con la velocidad promedio actual se logra un incremento del 332%, con el tráfico futuro dio como resultado 23.55 km/h, al compararla con la velocidad promedio actual se observa un incremento del 200%, mientras que para la contaminación los resultados obtenidos son una disminución en las emisiones de CO₂ y NO, al compararlos con los valores que se producen sin mejorar, da como resultado que la contaminación disminuye el 14% con el volumen vehicular actual, mientras que con el volumen vehicular futuro disminuirá el 21%, al mismo tiempo se compara el consumo de combustible, para el tráfico actual la disminución es de un 15% y para el tráfico futuro la disminución de combustible es del 22%. El consumo de combustible ahorrado anualmente es de 114580 galones y en el caso del tráfico futuro es tiene un ahorro de 201830 galones aproximadamente.

De igual manera, la Alternativa 4 obtiene resultados que al compararlos con la velocidad promedio existente actualmente tiene una mejora del 336%, superando en

4% a la velocidad promedio de la Alternativa 3, la disminución en las emisiones de CO₂ y NO con el volumen vehicular actual es del 52% en comparación con la vía sin mejora e incluso disminuyendo en un 38% de la contaminación que se produce al mejorar la vía con la Alternativa 3, mientras que con el volumen vehicular futuro disminuirá el 27% de contaminación en la vía sin modificaciones y un 6% de contaminación comparado con la mejora de la Alternativa 4, de manera simultánea se compara el consumo de combustible, para el tráfico actual y el resultado es la disminución del 48% y para el tráfico futuro la disminución es del 27%, por tal motivo con el tráfico actual se puede ahorrar anualmente 404011 galones de combustible y con el tráfico futuro el ahorro puede llegar a 248083 galones de combustible. Este ahorro es más significativo que el producido al incrementar un carril adicional, comparado con el tráfico actual se reduce el consumo de 289431 galones de combustible, mientras que para el tráfico futuro existe una reducción en el consumo de 46253 galones de combustible.

Con las dos alternativas que brindan solución al tráfico actual, se realizó la evaluación de carácter económico en la cual se obtuvo como resultados, que para la alternativa 3 el VAN tiene un valor de US \$24'344,024.49 y para la alternativa 4 un valor de US \$20'947,098.26, indicando que existirán ganancias por encima de la tasa de descuento del 7.60%, al calcular el TIR se obtuvo que se puede aceptar una tasa de interés máximo de 32.72% para la alternativa 3 y 25.65% para la alternativa 4.

Al realizar el análisis para el proyecto de un carril adicional se considera los ingresos US \$32'388,789.92, egresos US \$299,367.04 y un costo de inversión total de US \$8'044,765.43. Dando como resultado de la Relación Costo Beneficio 4.03, mientras que en el análisis del proyecto de un paso a desnivel se tomó en cuenta los ingresos de US \$31'503,747.93, egresos US \$694,022.10 y un costo de inversión total de US \$10'556,649.67. Para este caso la Relación Costo Beneficio da como resultado 2.98.

Por lo expuesto anteriormente se concluye que, la alternativa 4 es mejor como solución de tráfico ya que los parámetros como niveles de servicio, tiempo de viaje, consumo de combustible son más favorables, mientras que al realizar el análisis económico la alternativa 3 es la mejor solución debido a que en términos monetarios se tiene mayor ganancia.

7.2 Recomendaciones

Hacer conteo vehicular con videograbación, caso contrario contar con un grupo de trabajo suficiente para controlar cada intersección o avenida.

Evitar conteos manuales clasificados en semanas sin influencia de agentes externos como feriados, votaciones, entre otros, ya que esto podría generar falla en la proyección del Tráfico Promedio Diario Anual.

Modelar la micro simulación con elevaciones, ya que la distancia es mayor que al modelar en planta, alterando los valores de consumo de combustible, contaminación y otros factores se verían afectados por este hecho.

Buscar alternativas de solución que aprovechen oportunidades y a su vez minimice el impacto social, mejorando las relaciones con la población.

Realizar una evaluación económica del proyecto, debido a que puede ser una buena solución al tráfico, pero puede no ser económicamente viable, impidiendo su ejecución.

7.3 Referencias

- Alcalá Ramos, M. A. (2016). *Microsimulación del tráfico de la intersección de las avenidas Bolívar, Córdova y calle Andalucía empleando el software Vissim 6*. Lima.
- Amelunge Martínez, F. (7 de Julio de 2011). *Diseño, fases y tiempos de semáforos*. Obtenido de SlideShare: <https://es.slideshare.net/3ktorcer/semaforos-fam-presentacion>
- Analistas Económicos de Andalucía. (31 de Octubre de 2016). *Análisis Coste-Beneficio de las Infraestructura de Transporte*. Obtenido de <http://www.economiaandaluza.es/sites/default/files/13.%20Anexo.pdf>
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2013). BID.
- Bañon Blázquez, L. (2000). *Manual de Carreteras*. Alicante: Escuela Politécnica Superior Alicante.
- Barceló, J. (2010). *Fundamentals of Traffic Simulation*. Texas: Spring.
- Byungkyu, P., & Schneeberger, J. (2007). *Microscopic simulation model calibration and validation*. Virginia: University of Virginia.
- Carrillo Herrera, A. R. (2013). *Estudio de factibilidad para el cálculo de oferta, demanda y operación del nuevo sistema de transporte público masivo para el cantón Rumiñahui*. Sangolquí.
- CCSYA. (12 de abril de 2015). *Aplicación de modelos de simulación al análisis de proyectos en autopista*. Obtenido de <http://www.aacarreteras.org.ar/archivos-jornadagralpaz/Langlois.pdf>
- Comunicación Social. (10 de Septiembre de 2012). *EPMMOP*. Obtenido de <http://www.epmmop.gob.ec/epmmop/index.php/av-simon-bolivar>
- Consejo Metropolitano de Quito. (2011). *Ordenanza 3746*. Quito.
- Ecomipedia. (2015). *Economipedia*. Obtenido de <http://economipedia.com/definiciones/producto-interior-bruto-pib.html>
- Fascia, L. (25 de 08 de 2017). *Wikipedia*. Obtenido de Wikipedia: <https://es.wikipedia.org/wiki/Sem%C3%A1foro>
- Fernández, R. (2009). *Elementos de la Teoría del Tráfico Vehicular*. Santiago: Universidad los Andes.
- Gerencia de Planificación de la EMMOP-Q. (2010). *Conteo Vehicular Automático*. Quito.
- Google Earth. (31 de Mayo de 2017). *Quito, Ecuador*. Obtenido de Google: <https://www.google.com.ec/earth/>

- Hernandez Salinas, S. L. (2013). *Estudio del déficit habitacional y de hábitat del barrio San Patricio de Puengasí del Distrito Metropolitano de Quito*. Quito.
- Ing. Carrión Estupiñán, E. (2 de Febrero de 2016). Apuntes Curso Economía de la Construcción, Carrera de Ingeniería Civil, Departamento Ciencias de la Tierra y la Construcción. Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Intituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2010). *INEC*. Obtenido de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/>
- López Mendoza, S. C., & Mesa Pabón, J. M. (2012). *Determinación de los parámetros de tránsito del corredor de la autopista desde la puerta del sol hasta quebrada seca utilizando el programa Vissim*. Bucaramanga.
- Martínez Aldeán, D. F. (2014). *Análisis de la capacidad y nivel de servicio de la vía Loja - Vilcabamba aplicando la metodología de HCM 2000*. Loja.
- MDMQ, & Servicios Ambientales, S. (2013). *Evaluación de la Huella de Carbono y Huella Hídrica*. Quito.
- Metro de Madrid. (2010). *Estudios para el diseño conceptual del sistema integrado de transporte masivo de Quito y factibilidad de la primera línea del metro de Quito*. Quito: EPMMOP.
- Ministerio de Obras Publicas. (2003). *Normas de Diseño Geometrico de Carreteras*. Quito.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial*. Quito.
- Ministerio de Transporte, & Instituto Nacional de Vías. (2008). *Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos de carreteras*. Bogotá.
- Municipio del DMQ. (2009). *Plan Maestro de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito*. Quito.
- Municipio del DMQ. (2011). *Plan de Desarrollo 2012-2022*. Quito.
- Municipio del DMQ. (2014). *Estadística de muertes por accidentes de tránsito*. Quito.
- Municipio del DMQ. (2014). *Proyección vehicular*. Quito.
- National Academy of Sciences. (2010). *Highway Capacity Manual*. Washington DC: Transportation Research Board.
- Oña Toapanta, L. F. (2012). *Estudio de tráfico y de accesibilidad en las intersecciones América - La Gasca y La Gasca de Carvajal, de la ciudad de Quito*. Quito.

Papazian, A. (2008). *Infraestructura del transporte terrestre Diseño Geométrico*. Buenos Aires.

REA. (10 de Abril de 2015). *Real Academia Española*. Obtenido de <https://www.rae.es>